

INFLUÊNCIA DA DURAÇÃO DOS REGISTOS SÍSMICOS UTILIZADOS NA ANÁLISE DO COMPORTAMENTO SÍSMICO DE ESTRUTURAS

HUGO DANIEL DA SILVA MOUTINHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Xavier das Neves Romão

Coorientador: Engenheiro Luís Augusto Ferreira Rodrigues de Macedo

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha Mãe, pelo seu exemplo.

“Se puderes olhar, vê. Se podes ver, repara.”

José Saramago, em “Ensaio Sobre a Cegueira”

AGRADECIMENTOS

Este documento não poderia ter sido concretizado sem a generosa ajuda de inúmeras individualidades, que de uma forma mais participativa ou de outra foram essenciais para a sua elaboração. Pretendo aqui expressar a minha gratidão perante todos eles, em especial:

Ao meu orientador, Professor Doutor Xavier Romão, pela troca constante de informação assim como a disponibilidade imediata e paciência que sempre demonstrou. Pelo apoio fornecido na utilização de diversos programas, esclarecimento de conceitos, debate de intenções e motivação pessoal. Sem o seu contributo este documento não seria tão rico.

Ao meu coorientador, Engenheiro Luís Macedo pela informação disponibilizada e conselhos que em tudo contribuíram para o sucesso deste trabalho.

Ao Professor Doutor Miguel Castro sobretudo pela inspiração, boa disposição e esclarecimento de dúvidas nas diversas reuniões.

Ao Engenheiro Nuno Pereira pela informação cedida e pelos breves conselhos transmitidos que em tudo contribuíram para o sucesso deste trabalho.

À minha família em especial à minha mãe e irmã, pelo constante acreditar ao longo da minha formação e no decorrer do presente trabalho. Os seus incentivos, alegria, apoio infindável assim como os valores a que sempre me acostumaram em tudo contribuíram para a realização deste trabalho.

À Ana Catarina Félix pelo seu carinho e incentivo ao longo desta caminhada. A ela o meu maior agradecimento pela constante motivação, principalmente nestes últimos anos de formação académica.

Aos meus companheiros de casa, Fábio Pinto e André Ferreira, pelo companheirismo e amizade demonstrada, assim como a preocupação demonstrada nesta etapa.

RESUMO

O estudo levado a cabo tem a finalidade de analisar a variabilidade de cinco parâmetros de resposta estrutural (deslocamentos máximos, acelerações máximas, reações de corte basal máximas, energia dissipada e índices de dano) em função da duração da ação sísmica com base na análise não linear dinâmica de um sistema simples de um grau de liberdade. A análise destes parâmetros envolve a simulação numérica do comportamento sísmico de um sistema de um grau de liberdade recorrendo à ferramenta de cálculo OpenSees, utilizando doze modelos constitutivos, três diferentes relações de força-deformação (modelo elastoplástico, modelo elastoplástico com endurecimento e modelo elastoplástico com endurecimento e degradação) combinados com quatro modos de degradação (modelo que simula o efeito de aperto, modelo que simula a degradação de rigidez, modelo que simula a degradação de resistência e modelo que simula todos os anteriores) em comportamento não linear cíclico. Estes modelos são sujeitos a diferentes alternativas de representação da ação sísmica presente no Eurocódigo 8 (acelerogramas registados e acelerogramas artificiais), por diferentes definições de duração (Bommer e Martínez-Pereira e por Trifunac e Brady) para diferentes durações (10s, 20s e 30s).

Os resultados obtidos permitem avaliar que a consideração da duração é relevante dependendo do parâmetro definidor do dano estrutural. Os resultados revelam ainda que parâmetros como o deslocamento máximo ou acelerações máximas têm fraca correlação com a duração. Conclui-se ainda que as diferentes definições utilizadas conduzem a diferentes resultados, sendo que para o caso de acelerogramas artificiais a duração sugerida por Trifunac e Brady revela uma desajustada aproximação dos parâmetros: energia dissipada e índice de dano, para durações longas. Apresenta-se ainda a comparação entre as ações sísmicas reais e artificiais em termos das vantagens e desvantagens. Avalia-se ainda o pressuposto presente no Eurocódigo 8 relativo à duração mínima da parte estacionária, T_s , para ações sísmicas do tipo 2. Finalmente, identificam-se quais os modelos constitutivos e os modos de degradação mais gravosos que se podem ter em conta na análise não linear dinâmica de um sistema simples de um grau de liberdade.

PALAVRAS-CHAVE: Duração de Registos Sísmicos, Análise Dinâmica Não Linear, Comportamento Histerético, Dano Estrutural, Eurocódigo 8.

ABSTRACT

This study aims to analyse the variability of five parameters of structural response (maximum displacement, maximum acceleration, maximum base shear reaction, dissipated energy and damage indices) based on the nonlinear dynamic analysis of a single degree of freedom system. The analysis of these parameters involves the numerical simulation of the seismic behaviour of a single degree of freedom using the software OpenSees. The study involves twelve constitutive models, three different force-deformation relations (elastoplastic model, elastoplastic model with hardening and elastoplastic model with hardening and degradation) combined with four modes of degradation (a model that simulates the effect of pinching, a model which simulates the degradation of rigidity, a model which simulates the deterioration of strength and a model that combines all previous effects) in cyclic nonlinear behaviour. These models are subjected to various alternative representations of the seismic action as considered by Eurocode 8 (recorded accelerograms and artificial accelerograms), for different definitions of duration (Bommer and Martinez-Pereira and for Trifunac and Brady) and for different durations (10s, 20s and 30s).

The results allow to assess that the relevance of the consideration of duration depends on the defining measure of structural damage. The results reveal that parameters such as the maximum displacement and maximum accelerations have a weak correlation with the duration. It is also concluded that the different definitions of duration used lead to different values, and in the case of artificial accelerograms the duration suggested by Trifunac and Brady appears to be inadequate to deal with dissipated energy or damage indices for long duration earthquakes. The study also shows a comparison between the use of real and artificial accelerograms in terms of their advantages and disadvantages. The study also assesses what is referred by Eurocode 8 in terms of duration of the stationary part, T_s , for seismic action type 2 assumption. Finally, the study identifies which of the constituent models and of the degradation modes that can be taken into account when analysing the nonlinear of a single degree of freedom system.

KEYWORDS: Earthquake Duration, Nonlinear Dynamic Analysis, Hysteretic Behaviour, Seismic Structural Damage, Eurocode 8.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1 INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	1
1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO	2
1.3. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA TESE	3
2 ENQUADRAMENTO	5
2.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS	5
2.2 REVISÃO DO TEMA.....	5
2.3. ENQUADRAMENTO DO TEMA COM O EUROCÓDIGO 8	8
2.3.1. AÇÃO SÍSMICA PREVISTA NO EUROCÓDIGO 8.....	8
2.3.1.1. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS	8
2.3.1.2. ACELEROGRAMAS REAIS OU SIMULADOS	9
2.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISE PERMITIDOS PELO EUROCÓDIGO 8	9
2.3.2.1 ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR	9
2.4. REVISÃO DO CONCEITO DE DURAÇÃO	10
2.4.1 BREVE REVISÃO DAS VÁRIAS DEFINIÇÕES PROPOSTAS PARA DURAÇÃO DE REGISTOS SÍSMICOS.....	11
2.4.2 DEFINIÇÕES GERAIS PARA A DURAÇÃO.....	11
2.4.3. DURAÇÃO LIMITADA.....	11
2.4.4. DURAÇÃO UNIFORME.....	12
2.4.5. DURAÇÃO SIGNIFICATIVA	12
2.4.6. DURAÇÃO DE RESPOSTA ESTRUTURAL	13
2.4.7 DEFINIÇÕES UTILIZADAS PARA A DURAÇÃO NO PRESENTE TRABALHO	13
2.4.7.1. DURAÇÃO DE “TRIFUNAC E BRADY”	14

2.4.7.2. DURAÇÃO DE “BOMMER E MARTÍNEZ-PEREIRA”	14
2.5. REVISÃO DE FUNÇÕES MEDIDORAS DO DANO ESTRUTURAL	15
2.5.1. EXPOSIÇÃO DOS VÁRIOS CONCEITOS DE DUCTILIDADE	15
2.5.2. APRESENTAÇÃO DE MÉTODOS QUE COMBINAM A DUCTILIDADE E A ENERGIA DISSIPADA	16
3 IDEALIZAÇÃO DO MODELO E SUAS CARACTERÍSTICAS E AÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA	19
3.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS	19
3.2. BREVE CONSIDERAÇÃO SOBRE SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE.....	19
3.2.1. INTRODUÇÃO	19
3.2.2. DEFINIÇÃO DE SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE	19
3.2.3. EQUAÇÃO DO MOVIMENTO	20
3.2.4. MÉTODO PARA A RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL.....	21
3.2.5. MÉTODOS NUMÉRICOS, MÉTODOS “TIME-STEPPING” E MÉTODO DE NEWMARK ..	21
3.2.6. SISTEMAS INELÁSTICOS.....	24
3.2.7. AMORTECIMENTO EM SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE	25
3.3. CARACTERÍSTICAS DO ELEMENTO UTILIZADO	25
3.4. APRESENTAÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS.....	26
3.5. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA SELECIONADA.....	29
3.5.1. ESPECTRO ALVO REGULAMENTAR	29
3.5.2. ACELEROGRAMAS REGISTADOS	30
3.5.2. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS	32
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	35
4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	35
4.2. OBSERVAÇÕES PRELIMINARES	39
4.3. ACELEROGRAMAS REAIS	40
4.3.1. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS MÁXIMOS.....	40
4.3.2. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS	41

4.3.3. ANÁLISE DE REAÇÕES DE CORTE BASAL MÁXIMAS	42
4.3.4. ANÁLISE DE ENERGIAS DISSIPADAS.....	43
4.3.5. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO.....	44
4.3.5.1. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO 1	46
4.3.6. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM SISMOS REAIS....	47
4.4. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS	48
4.4.1. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS MÁXIMOS	48
4.4.2. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS	49
4.4.3. ANÁLISE DE REAÇÕES DE CORTE BASAL MÁXIMAS	50
4.4.4. ANÁLISE DE ENERGIAS DISSIPADAS.....	51
4.4.5. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO.....	52
4.4.5.1. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO 1	54
4.4.6. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM SISMOS ARTIFICIAIS	55
4.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE REGISTOS....	56
5 DISCUSSÃO FINAL E AÇÕES FUTURAS.....	59
5.1. DISCUSSÃO FINAL.....	59
5.2. AÇÕES FUTURAS	61
BIBLIOGRAFIA	63
ANEXO A	A1
ANEXO B	B1

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Definição genérica de duração limitada para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).....	11
Figura 2.2 – Definição genérica de duração uniforme para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).....	12
Figura 2.3 – Definição genérica de duração significativa para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).....	13
Figura 2.4 – Definição de duração segundo Trifunac e Brady (1975). Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).....	14
Figura 2.5 – Definição de duração segundo Bommer e Martínez-Pereira. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).....	14
Figura 3.1 – Representação de um sistema de um grau de liberdade.	20
Figura 3.2 – Representação da relação força-deslocamento para o caso de uma análise elástica ou inelástica.	24
Figura 3.3 – Relação força-deslocamento dos três modelos estruturais em estudo.	26
Figura 3.4 – Representação dos 4 tipos de modos de degradação em estudo.....	28
Figura 3.5 – Função “Pinching4” utilizado na ferramenta de cálculo OpenSees.	28
Figura 3.6 – Representação do espectro de resposta elástica horizontal segundo o Eurocódigo 8.	30
Figura 3.7 – Espectros de resposta elástica horizontal regulamentar e registada.	30
Figura 3.8 – Duração (D 5 95) dos 7 acelerogramas de cada grupo.....	31
Figura 3.9 – Duração (DE) dos 7 acelerogramas de cada grupo.....	32
Figura 3.10 – Espectros de resposta elástica horizontal regulamentar e devido aos acelerogramas artificiais.	32
Figura 3.11 – Quantificação das durações (D 5 95) e (DE) para os grupos de acelerogramas artificiais.	33
Figura 3.12 – Quantificação das durações (D 5 95) e (DE) para os grupos de acelerogramas artificiais.	33
Figura 3.13 – Representação da parte estacionária de acelerogramas artificiais: a) com 10 s, e b) com 30 s.	34

Figura 4.1 – Comparação de resultados obtidos em escala real a) e em escala logarítmica b), utilizando grupos de acelerogramas reais.	40
Figura 4.2 – Representação da média dos deslocamentos a) e do coeficiente de variação dos deslocamentos b), utilizando sismos reais.....	41
Figura 4.3 – Representação da média da aceleração a) e do coeficiente de variação da aceleração b), utilizando sismos reais.	42
Figura 4.4 – Representação das diferentes estatísticas descritivas associadas à força de corte basal máxima, devido à ação de acelerogramas registados, para diferentes modelos constitutivos (M1), (M2) e (M3).....	43
Figura 4.5 – Representação da média da energia dissipada a) e do coeficiente de variação da energia dissipada b), utilizando sismos reais.....	44
Figura 4.6 – Representação dos resultados do índice de dano para a primeira parcela das várias situações em estudo.	45
Figura 4.7 – Representação da segunda parcela do índice de dano 1, valor de $\beta = 0.15$	46
Figura 4.8 – Representação do índice de dano 1 a) e do coeficiente de variação do índice de dano 1 b), utilizando sismos reais.	47
Figura 4.9 – Representação gráfica dos deslocamentos máximos, a) deslocamentos associados a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) deslocamentos associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	49
Figura 4.10 – Representação gráfica das acelerações máximas, a) acelerações associadas a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) acelerações associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	50
Figura 4.11 – Representação gráfica das reações de corte basal máximas, a) reações associadas a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) reações associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	51
Figura 4.12 – Representação gráfica das energias dissipadas, a) energias associadas a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) energias associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	52
Figura 4.13 – Representação dos valores médios para a primeira parcela, a) primeira parcela associada a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) primeira parcela associadas a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	53
Figura 4.14 – Representação da segunda parcela com $\beta = 0.15$, a) segunda parcela associada a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) segunda parcela associada a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	53
Figura 4.15 – Representação gráfica do índice de dano 1, a) índice de dano 1 associado a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) índice de dano 1 associado a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.	54/55

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Valores das forças e deslocamentos para o comportamento monotónico dos três modelos estruturais em estudo	26
Quadro 3.2 – Quantidade de acelerogramas obtidos para cada tipo de classificação	31
Quadro A1 – Conjunto de diferentes definições de durações sísmicas.....	A1
Quadro B1 – Lista de eventos sísmicos considerados	B1

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

(D 5 95) – duração de Trifunac e Brady

(DE) – duração de Bommer e Martínez-Pereira

(M1) – modelo constitutivo elasto-perfeitamente plástico

(M2) - modelo constitutivo elastoplastico com endurecimento

(M3) – modelo constitutive elastoplastico com enduecimento e degradação

(SM1) – modelo original onde se considera o efeito de aperto

(SM2) – modelo que combina o efeito anterior com a degradação de rigidez na descarga

(SM3) – modelo que combina ao primeiro modelo a degradação de resistência

(SM4) – modelo que combina todos os modelos anteriores

\ddot{u}_g – aceleração do solo [m/s^2]

Δt_i – intervalo de tempo [s]

E_h - energia plástica dissipada[kN.m]

F_y – força de cedência [kN]

F_y – máxima força resistente da estrutura[kN]

k_{eff} – rigidez efetiva [kN/m]

n_0 – esforço axial [kN]

p_{eff} – força efectiva [kN]

p_t – percentagem de armadura longitudinal [%]

$s_t^{(k)}$ – desvio-padrão robusto da amostra X

\dot{u} – velocidade no topo da consola [m/s]

\ddot{u} – aceleração no topo da consola [m/s^2]

\bar{x} – média da amostra X

x_{max} – deslocamento máximo da estrutura [m]

x_y – deslocamento de cedência [m]

γ_I – coeficiente de importância

a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno tipo A [m/s^2]

a_{gR} – aceleração máxima de referência [m/s^2]

AI – intensidade de Arias

Coef. de Var. – Coeficiente de Variação

CoV – Coeficiente de Variação

Cov rob – Coeficiente de Variação Robusto

d – altura útil [m]

D_b – duração limitada [s]

dE – Energia histerética absorvida [kN.m]

D_s – duração significativa [s]

D_u – Duração uniforme [s]

E – energia histerética absorvida [kN.m]

$F_{elástica}$ – força elástica [kN]

$F_{elástica}$ – força elástica [kN]

i – instante

ID – Índice de dano

ID – índice de dano

l – vão [m]

M – mediana da amostra X

MAD – Mediana do Desvio Absoluto

M_x – valor máximo da amostra X

$M_{x'}$ – valor mínimo da amostra X

η – coeficiente de correção do amortecimento

$p(t)$ – força exterior aplicada [kN]

$p_{eff}(t)$ – força efectiva de um sismo proporcional à massa da estrutura [kN]

Q_y – tensão de cedência de cálculo (kPa)

S – coeficiente do solo

S – desvio-padrão da amostra X

S_a – ordenadas espectrais do espectro [m/s^2]

t – tempo [s]

T_1 – período fundamental da estrutura [s]

T_B – limite inferior do período do patamar de aceleração espectral constante [s]

T_c – limite superior do período do patamar de aceleração espectral constante [s]

T_D – limite para o valor de início do ramo do deslocamento constante [s]

T_s – parte estacionária do acelerogramas [s]

u – deslocamento relativo entre a massa m e a base da estrutura [m]

u_g – deslocamento do solo devido à ocorrência de um sismo [m]

u^t – deslocamento total da estrutura [m]

X – amostra de dados [$x_1, x_2, x_3, \dots, x_n$] de tamanho n

$\delta_{elástica}$ – deslocamento elástico [m]

δ_M – máxima deformação devido ao sismo [m]

$\delta_{máx.}$ – máxima deformação de um sistema elastoplástico [m]

δ_u – máxima deformação devido a carregamento monotónico [m]

δ_y – deslocamento de cedência [m]

μ – ductilidade cíclica

μ_e – ductilidade histerética

μ_s – ductilidade cinética

ξ - amortecimento viscoso [%]

ω – frequência natural angular [rad/s]

c – coeficiente de amortecimento [kN*m⁻¹*s]

k – rigidez [kN/m]

m – massa [ton]

$p(t)$ – força externa dinâmica [kN]

u – deslocamento horizontal no topo da consola [m]

β – parâmetro não negativo que representa o efeito cíclico no dano estrutural

Et al. – E outros

1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O estudo apresentado nesta dissertação avalia a questão da influência da utilização de diferentes durações de registos sísmicos na obtenção de respostas estruturais para a análise de comportamento não linear cíclico de estruturas. Para isso, foram selecionados registos sísmicos de diferentes naturezas conforme as hipóteses presentes no Eurocódigo 8 (2010): acelerogramas reais e acelerogramas artificiais. Posteriormente, estes acelerogramas foram escalados para um espectro de resposta elástico alvo de forma a uniformizar a análise e respeitar a referida norma. De seguida produziu-se um modelo estrutural recorrendo à ferramenta de cálculo OpenSees (2014a). Este modelo pretende simular um vasto tipo de comportamentos, isolados ou combinados, representativos de estruturas reais. Para isso simularam-se modos de comportamento não linear cíclico utilizando diversas envolventes de momentos curvaturas associados a várias formas degradativas para a estrutura em estudo.

Pela exposição do modelo às ações sísmicas, é obtido um registo temporal de resposta da qual são selecionados os máximos absolutos registados ou então valores correspondentes ao valor acumulado final, dependendo do parâmetro de resposta estrutural examinado. Seguidamente, recorrendo a esta envolvente de máximos, utilizou-se a ferramenta de trabalho Matlab (MathWorks 2014) para o processamento estatístico dos resultados. Assim, são calculados diversos estimadores estatísticos representados graficamente de forma a facilitar a interpretação de resultados.

Por fim, justifica-se a escolha de uma estrutura de um grau de liberdade. A idealização estrutural para análises estáticas são determinadas pela complexidade das estruturas, em que centenas de graus de liberdade podem ser necessários para definir com exatidão as forças internas e as tensões que existem em cada elemento. Pode-se pensar da mesma forma para o caso de análises dinâmicas. Contudo, neste caso a consideração de tantos graus de liberdade pode ser menor. Isto acontece devido ao facto das respostas dinâmicas globais de bastantes estruturas poderem ser representadas com suficiente precisão recorrendo apenas aos primeiros modos naturais de vibração.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

Existem vários documentos que relatam a relação entre o dano estrutural e a duração de movimentos do solo intensos. Porém, as conclusões existentes por vezes não são concordantes. Por exemplo, Chai and Fajfar (2000) e Shome *et al.* (1998) divergem relativamente à importância da duração dos registos sísmicos nas exigências do comportamento estrutural. Contudo, existem alguns autores que sugerem a importância da consideração deste parâmetro, assim como o consideram correlacionável com outros parâmetros. Todavia, a norma europeia Eurocódigo 8, no que respeita à representação alternativa da ação sísmica através de acelerogramas registados ou simulados, não apresenta nenhuma exigência relativa às durações. Assim, esta questão cuja importância ainda não é unânime é aqui avaliada.

Pela análise dos referidos estudos, a justificação para a existência de tão variados resultados consiste na utilização de diferentes abordagens de modelos estruturais e parâmetros de avaliação de dano. Esta variação é facilmente compreendida pois estruturas que contemplem degradação de força ou rigidez sob carregamentos cíclicos vão ser mais sensíveis à duração do que os casos que não contemplem estes. Adicionalmente, existem vários conceitos definidores das durações de movimentos do solo intensos que introduzem também divergência nos resultados alcançados. Existe ainda a diferente consideração da origem dos registos, podendo estas resultarem de eventos de subducção ou da crosta, que direcionam para conclusões diferentes. Nos estudos desenvolvidos por Bommer *et al.* (1997) e Iyama e Kuwamura (1999) observa-se maior dano estrutural quando este se relaciona com sismos originários da crosta. Já o estudo realizado por Tremblay (1998), no entanto, sugere que eventos de subducção são mais prejudiciais.

Os diferentes parâmetros analisados nestes estudos são: deslocamentos relativos ou deslocamentos, medidas acumulativas, medidas associadas à dissipação de energia e respostas espectrais, Hancock e Bommer (2006). De uma forma geral, pode-se concluir que os deslocamentos relativos ou deslocamentos, quando utilizados como parâmetro de dano estrutural, revelam que, geralmente, não existe uma boa correlação com a duração. No entanto existem duas situações que divergem a esta conclusão: casos de estudo que possuam estruturas com características de resistência elevadas ou degradação de rigidez e estruturas que possuam modelos inelásticos e que tenham experimentado ações gravíticas desestabilizadoras. No caso de se direcionar os resultados para funções de medidas acumulativas, como o caso de acumulação de dano linear de Miner (1945), estas revelam uma boa relação com a duração, assim como o caso de estudos que empreguem o parâmetro da capacidade de absorção de energia, Housner (1965). Caso se utilizem parâmetros de resposta espectral, quer definidos como espectro de resposta inelástico, Newmark e Hall (1982) ou espectro de resposta elástico, verifica-se que para o caso da duração estas revelam uma correlação moderada a inconclusiva, Hancock e Bommer (2006).

Assim, é fundamental avaliar as implicações associadas à consideração ou não consideração da duração em análises do comportamento dinâmico de estruturas, sendo esse o principal objetivo do presente trabalho. Pretende-se ainda, complementarmente, identificar quais os modelos constitutivos e os modos de degradação mais danosos, comparar os resultados obtidos entre os acelerogramas

registados e acelerogramas artificiais e avaliar estas conclusões com os pressupostos presentes no Eurocódigo 8.

1.3. DESCRIÇÃO DO CONTEÚDO DA TESE

Este documento é constituído por cinco capítulos. No primeiro capítulo apresenta-se uma breve introdução ao tema em estudo, a descrição do conteúdo da tese e o seu objetivo. O segundo capítulo apresenta a regulamentação pela qual o trabalho se orienta, o Eurocódigo 8, e as suas condicionantes, a revisão bibliográfica assim como revisão de alguns temas. O terceiro capítulo, é dedicado à apresentação do modelo estrutural idealizado, às relações força-deformação admitidas e aos modos de degradação assumidos e às ações sísmicas consideradas. No quarto e penúltimo capítulo expõem-se e analisam-se os resultados obtidos. Finalmente o quinto capítulo traduz as conclusões finais do estudo realizado e desenvolvimentos futuros.

2

ENQUADRAMENTO

2.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS

O capítulo 2 faz uma breve contextualização do tema, expondo as investigações consideradas mais relevantes presentes na comunidade científica que servem de fundamento à presente tese. Na secção 2.2 são referidos diversos estudos semelhantes ao trabalho que aqui se elabora e que servirão para futura orientação e comparação de resultados. Convenientemente, todas as pesquisas expostas têm um corpo comum que é o estudo de registos sísmicos e as suas consequências no comportamento dinâmico de estruturas. Na secção 2.3 faz-se uma correlação do tema com a norma europeia, Eurocódigo 8, apresentando-se, os princípios e as condicionantes presentes neste regulamento. Relativamente às secções 2.4 e 2.5, faz-se uma revisão do conceito da duração e dos tipos de funções utilizadas para a medição do dano estrutural presentes no espaço científico e que contribuíram para a elaboração da presente tese.

2.2 REVISÃO DO TEMA

O conceito da duração dos registos sísmicos tem sido alvo de investigação desde que o homem se preocupa com a sua segurança em caso de ocorrência de um sismo. A literatura existente mostra várias definições possíveis que se têm vindo a adaptar a novas realidades devido à evolução da investigação, e a sua influência tem sido analisada por diversos autores de diferentes áreas. Análises geotécnicas, análise estrutural e sismologia são áreas onde se podem encontrar aplicações deste conceito. Existem ainda outros estudos que tentam relacionar esta definição com outros parâmetros, por exemplo, com a fase e com o número efetivo de ciclos da ação sísmica.

O estudo levado a cabo por Iervolino e Cornel (2005) avalia as consequências da escolha e amplificação de acelerogramas para prever respostas estruturais não-lineares sísmicas. Segundo este estudo, a resposta não-linear resultante de modelos excitados pelos diferentes registos selecionados, para cenários de moderada magnitude e distância específica selecionados aleatoriamente, permitem concluir que não é necessário haver grandes preocupações na seleção destes registos. Contudo, a solução está condicionada pelos sismos existentes na altura da realização do estudo e pelas magnitudes selecionadas pelos autores. As magnitudes usadas são limitadas a valores moderados (6.4 até 7.4 na

escala de Richter), a distância ao foco considerada tem um máximo de 50 km, são considerados solos firmes e locais onde o fenómeno da direccionalidade da ação não é uma questão relevante. Este estudo ainda contempla fatores de amplificação até 4, modelos com ductilidades até 6, um conjunto de estruturas vasto em amplitude de períodos que cobre os casos de degradação de força nos modelos constitutivos para casos de sistemas de um grau de liberdade e sistemas de múltiplos graus de liberdade.

Como foi dito anteriormente, existem vários parâmetros que definem o dano potencial de excitações sísmicas. O estudo realizado por Hancock e Bommer (2004) observa a correlação entre diferentes parâmetros de dano em estruturas de alvenaria com degradação de força, de baixa a média altura, sobre a ação de 500 registos sísmicos. Este estudo, foca essencialmente respostas espectrais e as diferenças das respostas que chegam ao longo do tempo e é observado que a fase, ou as diferenças no tempo de chegada de diferentes ondas sísmicas, não são uma questão importante para a seleção de movimentos do solo para a análise de estruturas com características de degradação. O estudo realizado por Bommer *et al.* (2005) aborda ainda as correlações entre a duração e o número de ciclos efetivos de movimentos do solo devido a ações sísmicas. Neste documento, refere-se que existem várias definições para ambos os conceitos e que esta variação pode levar a diferentes conclusões do comprimento ou da fase de movimentos intensos do solo, pelo que é fundamental ser claro na escolha e utilização destas. O estudo conclui que os resultados obtidos não revelam uma proporcionalidade direta entre o número de ciclos e a duração do sismo.

Neste sentido, Bommer e Martínez-Pereira (1999), da existência de múltiplas definições para o conceito de duração de movimentos intensos sísmicos, apresentam um levantamento dos conceitos existentes e propõem uma nova definição com base nas conclusões retiradas da análise dos conceitos existentes. Esta nova classificação mostra que contém a porção do acelerograma que tem maior relevância para o estudo de problemas de engenharia. Esta definição ainda pode ser ajustada pela alteração de parâmetros usados de forma a simular melhor a fase de excitação intensa. Sendo por isso uma maneira simples e robusta de definir uma janela contínua de movimento de solo intenso. Através desta nova classificação, o autor afirma ainda que existe uma boa correlação entre a magnitude e a duração efetiva para eventos sísmicos próximos.

Nesta presente dissertação, além da nova duração proposta de Bommer *et al.* (1998) é utilizada ainda a definição estabelecida por Trifunac e Brady (1975), sequencialmente utilizada por Dobry *et al.* (1978). Estas definições são analisadas em maior pormenor, na secção 2.4.

Fundamentada a seleção dos acelerogramas, apresentados alguns estudos que correlacionam a duração com outros parâmetros definidores de dano e apresentada a origem dos conceitos de duração, apresentam-se os principais estudos encontrados sobre os efeitos da duração na resposta estrutural.

A investigação realizada por Iervolino *et al.* (2006) estudou os efeitos das diferentes durações de movimentos do solo para estruturas definidas por sistemas de um grau de liberdade, definidas por três tipos de comportamento histerético: elasto-perfeitamente-plástico (EPP), elasto-plástico com endurecimento (EPH) e modelo de Clough modificado (MC). Este estudo concluiu que as durações

não afetam significativamente a ductilidade mas afetavam significativamente a ductilidade histerética. Neste estudo os três modelos histeréticos não têm em conta o efeito da degradação de força e o efeito de aperto, ao contrário dos modelos considerados no presente estudo.

Um outro estudo realizado por Bojorquez *et al.* (2006) concluiu através do estudo de uma estrutura de um grau de liberdade, associado a modelos bilineares com degradação de rigidez e força, que os resultados obtidos eram similares aos obtidos pelo estudo de Iervolino *et al.* (2006). O estudo refere ainda que no caso de estruturas de baixos períodos de vibração, associados a sistemas de um grau de liberdade com degradação de rigidez, a ductilidade aumenta com o aumento da duração.

O estudo feito por Hancock e Bommer (2007) utilizou 30 registos sísmicos ajustados ao espectro para o estudo dos efeitos da duração de sismos no comportamento inelástico de uma estrutura de 8 pisos em pórtico-parede de betão armado. As conclusões alcançadas são semelhantes às de Iervolino *et al.* (2006): a ductilidade não varia significativamente entre sismos de longa e curta duração. Contudo, a energia absorvida por histerese e o dano por fadiga aumentam para sismos longos.

O estudo de Oyarzo-Vera Chouw (2008) sugere que os parâmetros de resposta relacionados com o deslocamento não se correlacionam com a duração mas a acumulação do dano é proporcional à duração do sismo. Para este estudo, os autores utilizaram o modelo histerético de Takeda que considera a degradação de rigidez.

O trabalho desenvolvido por Montejo e Kowalsky (2008) desenvolve um procedimento para definição para durações de movimento intensas dos sismos dependendo da frequência. Foram utilizadas análises não lineares usando 3 modelos histeréticos diferentes: modelo bilinear com endurecimento, modelo Takeda (considerando degradação de rigidez) e outro modelo de Takeda (considerando degradação de força). A análise mostrou que a duração do sismo afeta significativamente a ductilidade de estruturas referentes a período de vibração baixos.

Relativamente ao estudo realizado por Yu-Chen *et al.* (2013), foram investigados os efeitos da duração de movimento do solo experimental e analiticamente para um pilar de uma ponte. Através dos resultados obtidos, este propõe um modelo baseado no modelo de Bouc-Wen, utilizando ainda um modelo modificado de Clough para efetuar comparações. As observações experimentais demonstram que a degradação de força está relacionada com o deslocamento máximo e a energia dissipada e que a degradação de rigidez está relacionada com a energia dissipada. O estudo ainda refere que o efeito de aperto está relacionado com o deslocamento máximo. A análise mostrou que a duração de sismos longos não leva necessariamente a uma maior ductilidade exigida quando comparada com sismos de curta duração.

A investigação realizada por Hancock e Bommer (2006) apresentam um estado da arte onde reúnem a informação de várias publicações que estudam a interferência das durações nos danos estruturais, incluindo estudos sísmicos, investigações experimentais e modelos teóricos de resposta estrutural. Este estudo refere que a influência da duração do movimento do solo no dano estrutural está intimamente relacionada com o parâmetro usado para o cálculo do dano. Assim, estudos que apliquem parâmetros de dano que avaliem a acumulação de energia ou o deslocamento revelam usualmente uma boa

correlação entre durações de sismos e dano estrutural. Caso se opte por estudar respostas extremas, por exemplo valores máximos, geralmente, estes não indicam boas correlações entre a duração e o dano.

2.3. ENQUADRAMENTO DO TEMA COM O EUROCÓDIGO 8

Os Eurocódigos são um conjunto de normas europeias de responsabilidade do Comité Europeu de Normalização que tem por objetivo uniformizar critérios e normativas de cálculo e dimensionamento de estruturas. No presente ponto pretende-se expor as principais regras presentes na norma que interagem com o tema.

2.3.1. AÇÃO SÍSMICA PREVISTA NO EUROCÓDIGO 8

A análise, segundo o Eurocódigo 8, IPQ (2010), a ação sísmica pode ser considerada através da representação básica da ação sísmica ou pela representação alternativa da ação sísmica.

A representação básica da ação sísmica apresenta três variantes de espectros, espectro de resposta elástico horizontal, espectro de resposta elástico vertical, valor de cálculo do deslocamento à superfície do terreno e espectro de cálculo para a análise elástica. No âmbito deste trabalho, é abordada apenas a primeira variante, espectro de resposta elástica horizontal, para a definição do espectro alvo.

Já a representação alternativa da ação sísmica assume duas variantes: acelerogramas artificiais e acelerogramas registados ou simulados. Segundo esta representação, o movimento sísmico é compreendido em termos da variação da aceleração à superfície do terreno em função do tempo, assim como de outras grandezas associadas (velocidade e deslocamento).

2.3.1.1. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Os acelerogramas artificiais resultam da combinação de funções harmónicas que se ajustam a um espectro de resposta de acelerações. Este tipo de acelerogramas não exprime o comportamento de um evento sísmico, em termos de magnitude, distância ao foco ou duração das vibrações. Existe alguma discussão sobre as vantagens e os inconvenientes da utilização deste tipo de acelerogramas, Priestley *et al.* (2006).

Segundo a presente norma, os acelerogramas artificiais devem ser estabelecidos de modo a corresponderem aos espectros de resposta elástico definidos para 5% de amortecimento viscoso. Assim, devem ser compatíveis com a magnitude e com outras características do evento sísmico relevantes para o estabelecimento do valor de a_g . Quando não estejam disponíveis dados específicos do local, a duração mínima T_s da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser:

- maior ou igual a 30 s se a ação sísmica for do tipo 1.
- maior ou igual a 10 s se a ação sísmica for do tipo 2.

O conjunto de acelerogramas artificiais a considerar deverá ainda verificar as seguintes regras:

- Deverão ser utilizados no mínimo 3 acelerogramas;
- A média dos valores da resposta espectral de aceleração com o período nulo (calculada a partir dos registos no tempo) não deverá ser inferior ao valor de $a_g \cdot S$ para o local em questão;
- No domínio dos períodos compreendidos entre $0.2 T_1$ e $2 T_1$, sendo que T_1 representa o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro de resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, poderá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.

2.3.1.2. ACELEROGRAMAS REGISTADOS OU SIMULADOS

A utilização de acelerogramas registados possui a vantagem de se trabalhar com um grupo de características realistas no conteúdo espectral segundo Iervolino *et al.* (2006).

A norma permite a utilização de acelerogramas registados, ou de acelerogramas gerados através de uma simulação numérica dos mecanismos na fonte ou da trajetória da propagação, desde que as amostras utilizadas sejam devidamente qualificadas relativamente às características sismogénicas da fonte e às condições do terreno do local, e que os seus valores sejam graduados em função do valor de $a_g \cdot S$ da zona considerada.

O conjunto de acelerogramas registados ou simulados deverá ainda verificar as seguintes regras:

- Deverão ser utilizados no mínimo 3 acelerogramas;
- A média dos valores da resposta espectral de aceleração com o período nulo (calculada a partir dos registos no tempo) não deverá ser inferior ao valor de $a_g \cdot S$ para o local em questão;
- No domínio dos períodos compreendidos entre $0.2 T_1$ e $2 T_1$, sendo que T_1 representa o período fundamental da estrutura na direção segundo a qual será aplicado o acelerograma, nenhum valor do espectro e resposta elástica médio com 5% de amortecimento, calculado a partir de todos os registos no tempo, poderá ser inferior a 90% do valor correspondente do espectro de resposta elástica com 5% de amortecimento.

2.3.2 MÉTODOS DE ANÁLISE PERMITIDOS PELO EUROCÓDIGO 8

Segundo o Eurocódigo 8, a alternativa ao método de análise linear é o método de análise não linear. Os métodos que segundo este documento permitem a análise não linear são a análise estática não linear “pushover” e a análise (dinâmica) temporal não linear.

No presente trabalho utiliza-se o método da análise (dinâmica) temporal não linear. A utilização deste método está condicionada por uma apoiada justificação no que se refere à ação sísmica, ao modelo constitutivo utilizado, ao método de interpretação dos resultados da análise e aos requisitos que devem ser satisfeitos. Acrescenta ainda que, na determinação das relações força-deformação dos elementos estruturais deverão considerar-se os esforços axiais devidos às forças gravíticas.

2.3.2.1 ANÁLISE TEMPORAL NÃO LINEAR

O Eurocódigo 8 refere quanto à análise temporal não linear que:

- O modelo a utilizar deve compreender uma extensão do modelo matemático utilizado para a análise elástica e que inclua a resistência dos elementos estruturais e o seu comportamento pós elástico.
- É suficiente utilizar um modelo que traduza a relação força-deformação bilinear, podendo ser trilinear, que no caso de edifícios de alvenaria e de betão armado esta relação de força-deformação deve corresponder à das seções fendilhadas. Para os elementos dúcteis, para os quais se prevê deformações plásticas, a rigidez elástica de uma relação bilinear deverá ser a rigidez secante no ponto de cedência. Os modelos dos elementos estruturais devem ainda ser complementados com regras que descrevam o comportamento dos elementos sob ciclos pós-elásticos de descarga e recarga. Estes modelos devem descrever a dissipação de energia realisticamente na gama de amplitudes de deslocamentos previstos para a situação de projeto sísmico.
- O modelo pode assumir que a rigidez após se atingir a cedência pode ser considerada nula. Nos casos em que haja degradação de resistência, essa degradação deverá ser incluída na relação força-deformação para os elementos em causa.
- Para estruturas já edificadas as propriedades dos elementos deverão basear-se nos valores médios das propriedades dos materiais, já para as estruturas novas, os valores poderão estimar-se a partir de informações apresentadas em normas relativas aos materiais.
- A ação sísmica deve ser aplicada no sentido positivo e negativo, utilizando-se os efeitos sísmicos máximos daí resultantes.
- A resposta da estrutura no tempo pode ser obtida através da integração numérica direta da equação fundamental da dinâmica, utilizando como excitação os acelerogramas definidos pela presente norma.

2.4. REVISÃO DO CONCEITO DE DURAÇÃO

A duração aparece como um parâmetro caracterizador da ação sísmica, assim como outros parâmetros, tais como, a amplitude, aceleração máxima e o espectro de resposta. A sua característica principal está relacionada com a energia dissipada e com a deformação inelástica a que a ação sísmica expõe a estrutura existindo assim relevante interesse na sua utilização se o estudo envolver estruturas com características de degradação de rigidez e de resistência.

Devido à relação da duração com as características acima referidas é fundamental selecionar uma ou mais definições que melhor traduzam esta relação de forma a alcançar-se uma ferramenta que permita tirar conclusões com boa qualidade. Um aspeto a salientar é a qualidade do registo das acelerações. Este deve ser o mais correto possível de maneira que a duração reflita um valor com qualidade de análise.

Contudo, o conceito só por si não é completamente definidor. Por exemplo, da comparação de dois acelerogramas com diferentes durações não se pode concluir que uma maior duração corresponde a um registo mais desfavorável. Já se a comparação for acompanhada por um outro parâmetro, por exemplo, do pico de aceleração sísmica, e se estes forem próximos, será de esperar que o sinal que tenha maior duração seja mais danoso

2.4.1 BREVE REVISÃO DAS VÁRIAS DEFINIÇÕES PROPOSTAS PARA DURAÇÃO DE REGISTOS SÍSMICOS

Um largo número de definições para a duração tem sido proposto por vários autores (cerca de 30 versões, ver Anexo A). No entanto, nem todas as definições serão abordadas neste trabalho. Vão-se identificar as definições genéricas e apresentar as que são utilizadas ao longo do trabalho. Na revisão das definições de duração baseadas nos registos sísmicos em acelerações, foi identificado que as diferentes definições podem ser agrupadas em 3 grupos. Existe ainda um quarto grupo que define as durações com base na resposta sísmica das estruturas.

2.4.2 DEFINIÇÕES GERAIS PARA A DURAÇÃO

Segundo Bommer e Martínez-Pereira (1999), as diversas definições de duração podem ser agrupadas num dos quatro conjuntos apresentados:

- Duração Limitada (D_b) (bracketed duration);
- Duração Uniforme (D_u) (uniform duration);
- Duração Significativa (D_s) (significant duration);
- Durações da Resposta Estrutural.

2.4.2.1. DURAÇÃO LIMITADA

O tempo que decorre entre a primeira vez que se atinge um valor de aceleração específico e a última vez que esta aceleração é registada, é o intervalo de tempo D_b , em segundos, que define a duração limitada. Na Figura 2.1 apresenta-se visualmente o conceito.

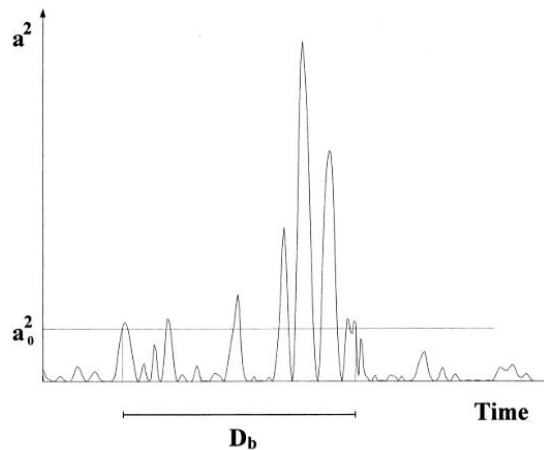


Figura 2.1 - Definição genérica de duração limitada para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).

A desvantagem associada a esta definição deve-se ao facto de não ter em conta o que sucede entre estes dois níveis de aceleração, o que pode levar a um alongamento significativo da duração. Para além do que se referiu, este tipo de definição apresenta instabilidade pois para um aumento mínimo do nível da aceleração de referência pode-se aumentar expressivamente a duração.

2.4.2.2. DURAÇÃO UNIFORME

Como evolução do conceito anterior, e melhorando o ponto negativo identificado de não levar em conta o que acontece entre os limites, este tipo de duração é definido como o somatório de todos os instantes para os quais o acelerograma regista valores superiores a um determinado nível:

$$D_u = \sum_i^n t_i \quad (2.1.)$$

em que t_i são os conjuntos de instantes i referentes a uma aceleração maior ou igual a a_0 , e n representa o último instante. Na Figura 2.2 apresenta-se visualmente o conceito.

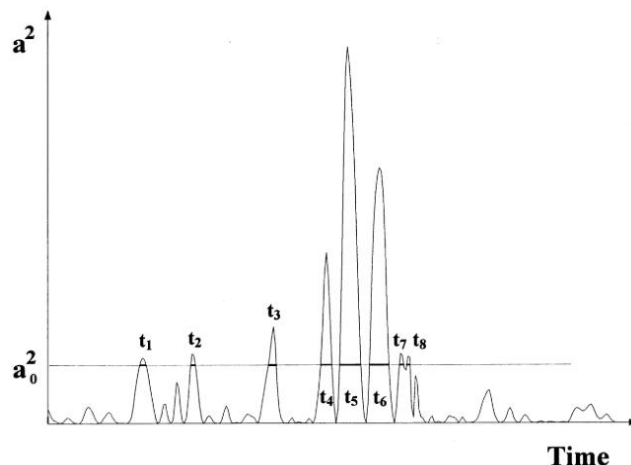


Figura 2.2 – Definição genérica da duração uniforme para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).

Ao contrário da definição anterior este caso apresenta menor instabilidade pois espera-se que para uma alteração pouco representativa da quantidade a_0 corresponda a uma duração aproximada da anterior. A desvantagem desta definição é não atribuir uma janela contínua de tempo, na qual as contribuições das acelerações são gravosas para a estrutura.

2.4.2.3. DURAÇÃO SIGNIFICATIVA

Este tipo de duração está associado à energia acumulada do acelerograma calculada pela seguinte expressão:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_r} a^2(t) dt \quad (2.2.)$$

onde AI é apresentado como sendo a Intensidade de Arias, $a(t)$ corresponde ao registo das acelerações ao longo do tempo, t_r é a duração total do acelerograma e g é a aceleração devido à gravidade. Esta interpretação é igualmente plausível para velocidades v e deslocamentos d , surgindo as expressões:

$$AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_r} v^2(t) dt \quad AI = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_r} d^2(t) dt \quad (2.3.)$$

Se o integral utilizado é o do deslocamento então a quantidade é diretamente relacionável com a densidade de energia, Sarma (1971). Para o caso de se utilizarem as acelerações, então a quantidade obtida é relacionável com a intensidade de Arias, Arias (1970), ver expressão 2.2.

A duração significativa é definida como o intervalo sobre o qual uma proporção da área é acumulada. Na figura 2.3 apresenta-se visualmente o conceito. O conceito de duração significativa tem como vantagem a característica de considerar o acelerograma inteiro e definir uma janela de tempo continua onde a contribuição seja contributiva para o dano da estrutura. Pode-se também utilizar o conceito da raiz média quadrática da aceleração, que é considerada como uma duração significativa, se for considerada a sua variação. Apresenta-se a sua expressão,

$$a_{rms}^2 = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt \quad (2.4.)$$

onde t_1 e t_2 definem o início e o fim do intervalo de tempo em estudo, respetivamente. Esta definição segue a mesma linha que a intensidade de Arias e os autores comprovam que existe uma relação direta, ver expressão 2.2.

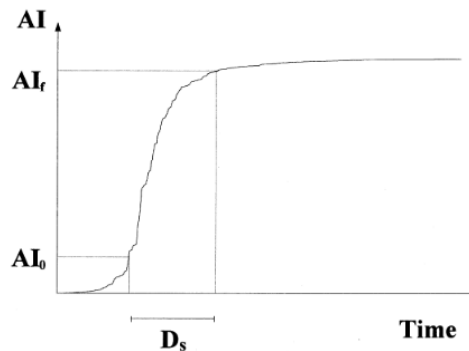


Figura.2.3 – Definição genérica de duração significativa para um acelerograma. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).

2.4.3. DURAÇÃO DE RESPOSTA ESTRUTURAL

Existem ainda outras definições que se baseiam na análise do registo da resposta da estrutura sujeita à excitação sísmica. Estas definições são identificadas como o quarto grupo. Contudo estas podem ser classificadas como as anteriores: limitada, uniformes e significantes. Estas definições são classificadas como as *durações de resposta estrutural*.

2.4.4 DEFINIÇÕES UTILIZADAS PARA A DURAÇÃO NO PRESENTE TRABALHO

É importante reconhecer que não se deve escolher apenas uma definição, pois todas têm características diferentes. Deve-se optar por selecionar aquelas que melhor se identifiquem com os objetivos a atingir. No entanto, com a introdução de mais de uma definição os casos de estudo aumentam, não se aconselhando o uso de demasiadas definições.

Existem duas definições amplamente aplicadas no estudo dos efeitos sísmicos de estruturas em geral: a duração limitada (com $a_g = 0.05 \text{ m/s}^2$) e a duração significativa de Trifunac e Brady (1975). No presente documento selecionou-se as seguintes definições:

- Duração Significativa (Trifunac e Brady, 1975);
- Duração Efetiva (Bommer e Martínez-Pereira, 1999).

Estas durações são apresentadas com mais detalhe em seguida.

2.4.4.1. DURAÇÃO DE “TRIFUNAC E BRADY”

A duração de Trifunac e Brady (1975) segue os pressupostos de uma duração classificada como significativa e é definida como o intervalo entre os tempos correspondentes a 5% e a 95% do total do integral do quadrado da aceleração do acelerograma. Devido aos limites serem variáveis trata-se de um método relativo e não absoluto. A figura 2.4 ilustra um gráfico Husid onde se representa o acumular da energia com o passar do tempo. Na figura 2.4 AI , significa Intensidade de Arias, t_r o tempo total de registo do sismo, t_0 e t_f representam os instantes associados a 5% e 95 %, respetivamente, da energia total acumulada AI .

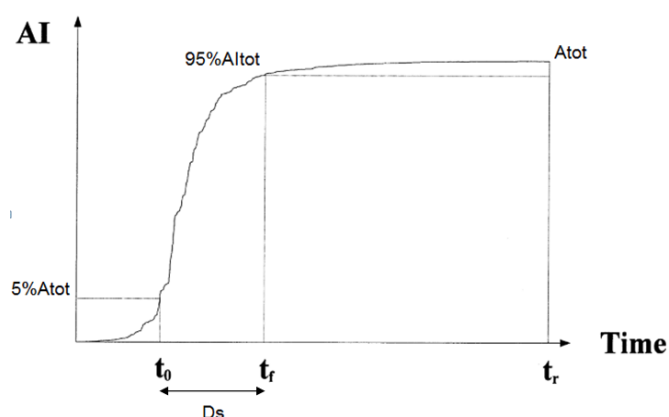


Figura.2.4 – Definição de duração segundo Trifunac e Brady (1975) Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).

2.4.4.2. DURAÇÃO DE “BOMMER E MARTÍNEZ-PEREIRA”

Este tipo de duração exposta aqui é também baseada no conceito de duração significativa, mas em que o início e o fim da fase de excitação são identificados por um critério absoluto. Os autores aproveitam um termo já usado por Zahrah e Hall (1984) para batizar o conceito como duração efetiva. A definição é baseada no gráfico de Husid, como se mostra na Figura 2.5.

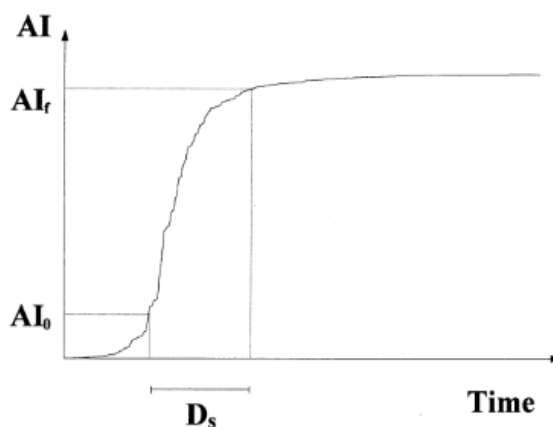


Figura 2.5 – Definição de duração segundo Bommer e Martínez-Pereira. Figura adaptada de Bommer e Martínez-Pereira (1999).

Tal como na definição anterior, a duração é calculada estabelecendo um limite de energia inicial e final. Para o instante inicial t_0 , é recomendado o valor correspondente a 0.01 m/s (AI_0). Já para o instante final t_f , este é definido como o instante para o qual a energia sobrança no registo é igual ao valor absoluto de ΔAI_f . A razão associada à seleção destes valores deve-se ao facto de não existir interesse em contabilizar as energias correspondentes à fase inicial e à cauda, pois estas são pouco contributivas, aumentando as durações associadas. Para além disso, podem existir erros associados à sua utilização, por exemplo devido à sensibilidade do aparelho de registo do acelerograma. Aconselha-se a optar um valor cerca de 0.125 m/s para ΔAI_f .

Segundo esta definição, qualquer registo sísmico que não possua uma energia associada superior a 0.135 m/s não tem uma duração efetiva definida. Justifica-se este limite como sendo uma fronteira até à qual a excitação sísmica não possui importância para o comportamento de estruturas sujeitas à ação sísmica.

2.5. REVISÃO DE FUNÇÕES MEDIDORAS DO DANO ESTRUTURAL

A procura por um parâmetro perfeitamente definidor do dano estrutural devido a excitações sísmicas em comportamento inelástico tem sido assunto de estudo por parte de vários autores, existindo diferentes propostas para esta questão. O conceito mais utilizado e referido é provavelmente a ductilidade. Este surge por oposição ao comportamento frágil e apresenta diferentes abordagens: a *ductilidade cinética* e *ductilidade cíclica* são diferentes exemplos de ductilidade. Estes dois tipos de conceito apresentam a limitação de apenas relacionarem deslocamentos característicos da estrutura, não considerando nenhuma outra contribuição.

Posteriormente, surge o conceito de energia histerética dissipada para contabilizar o dano estrutural. Nasce então o conceito de *ductilidade histerética* que considera a contribuição da energia dissipada de todos os ciclos independentemente da amplitude cíclica, ver expressão 2.7. Este tipo de ductilidade é experimentalmente demonstrado que não é um bom caracterizador do grau de dano para ciclos com deformação plástica diminuta, Cozensa *et al.* (1993).

De forma a contabilizar a distribuição dos ciclos plásticos, mesmo de uma maneira qualitativa, aparece uma nova geração de parâmetro que combinada o conceito de ductilidade e de energia. São eles o método de Park e Ang (1985) e o método de Banon e Veneziano (1982) que definem o dano através de um índice.

De seguida são apresentadas as várias ductilidades e índices referidos.

2.5.1. EXPOSIÇÃO DOS VÁRIOS CONCEITOS DE DUCTILIDADE

A primeira abordagem referida é a *ductilidade cinética* que apresenta a seguinte expressão:

$$\mu_s = \frac{x_{max}}{x_y} \quad (2.5.)$$

onde x_{max} representa o deslocamento máximo da estrutura e x_y o deslocamento de cedência. A *ductilidade cíclica* é outra forma apresentada para o cálculo deste conceito e apresenta a seguinte forma:

$$\mu = \frac{x_{max,c}}{x_y} \quad (2.6)$$

onde $x_{max,c}$ assume o valor máximo absoluto para a deformação plástica e x_y o deslocamento de cedência. Como referido anteriormente, estes dois tipos de definição apenas têm em conta valores característicos do deslocamento ignorando a contribuição de qualquer outra variável. Para finalizar apresenta-se o conceito de *ductilidade histerética* que é definido como:

$$\mu_e = \frac{E_h}{F_y x_y} + 1 \quad (2.7.)$$

onde E_h representa a energia plástica dissipada, F_y a máxima força resistente da estrutura e x_y o deslocamento de cedência. A desvantagem associada a este conceito é a falta de sensibilidade ao dano estrutural para o caso de deformação plástica diminuta.

2.5.2. APRESENTAÇÃO DE MÉTODOS QUE COMBINAM A DUCTILIDADE E A ENERGIA DISSIPADA

O método que aqui se apresenta é o método de Park e Ang (1985). O índice de dano definido por Park e Ang é definido pela seguinte equação:

$$ID = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (2.8.)$$

onde δ_M , δ_u , Q_y , β , e dE representam respetivamente, a máxima deformação devido ao sismo, a deformação última devida ao carregamento monotónico, a tensão de cedência de cálculo (parâmetro não negativo que representa o efeito do carregamento cíclico no dano estrutural) e o incremento da energia histerética absorvida. O valor de β , para estruturas de betão armado, pode ser calculado através de:

$$\beta = \left(-0.447 + 0.073 \frac{l}{d} + 0.24n_0 + 0.314p_t \right) * 0.7^{p_w} \quad (2.9.)$$

onde $\frac{l}{d}$ é o rácio vão-altura útil (substituído por 1.7 se $\frac{l}{d} < 1.7$), n_0 representa o esforço axial (substituída por 0.2 se $n_0 < 0.2$), p_t é a percentagem de armadura longitudinal (substituído por 0.75% se $p_t < 0.75\%$) e p_w representa o rácio de confinamento. Os parâmetros δ_M e dE são dependentes do histórico de carregamento enquanto que os parâmetros δ_u , Q_y e β são independentes do histórico do carregamento.

Segundo os resultados experimentais, obteve-se que 0.15 é um valor mediano para β , (Park (1984); Park e Ang (1985)). Se o valor de β for nulo, a parcela correspondente à energia vem nula. Já se β estiver compreendido entre 0.6 e 0.8, o colapso é governado pela energia dissipada como se pode facilmente entender. No presente trabalho β toma os valores de 0.15 e 0.6, levando ao manuseamento de dois índices de dano. Para mais detalhes sobre a definição do parâmetro β deverá ser consultado o trabalho de Cosenza *et al.* (1993).

É esperado, teoricamente, que para respostas elásticas o valor do índice de dano seja nulo, como se verifica pela análise da expressão 2.8. Comprova-se que isso não é verdade apesar de se verificar que esta equação conduz a valores insignificamente pequenos no campo elástico. É importante salientar que estes autores consideram que para valores maiores que a unidade o índice de dano é interpretado como dano total ou colapso completo.

3

IDEALIZAÇÃO DO MODELO E SUAS CARACTERÍSTICAS E AÇÃO SÍSMICA CONSIDERADA

3.1. CONSIDERAÇÃO GERAIS

O capítulo terceiro é dedicado à descrição do modelo e ação sísmica considerados no estudo realizado. Na secção 3.2. é apresentada uma breve introdução aos sistemas de um grau de liberdade, aos sistemas inelásticos, ao amortecimento em sistemas de um grau de liberdade, à equação de movimento e aos diferentes métodos para a solução da equação diferencial. A secção 3.3 expõe as características do elemento estrutural utilizado revelando os comandos utilizados e as características estruturais consideradas. Já a secção 3.4 apresenta os sistemas estruturais selecionados, onde se representa as envolventes de relação força-deslocamento e os tipos de degradação considerados. São apresentados ainda, na secção 3.5. as diferentes ações sísmicas consideradas. Os acelerogramas registados e artificiais selecionados são expostos em detalhe.

3.2. BREVE CONSIDERAÇÃO SOBRE SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE

3.2.1. INTRODUÇÃO

Em estudos dinâmicos, as estruturas de maior simplicidade de análise são as consolas. Este tipo de elemento estrutural transporta os esforços para um único apoio, através de momentos fletores e esforço transversal, caso a solicitação seja paralela ao apoio. Estruturas como reservatórios de água elevados do solo, colunas e vigas são exemplos teóricos destes sistemas.

Nesta breve síntese pretende-se expor o que são estes sistemas e os princípios que estão presentes, tal como: a definição de sistema de um grau de liberdade, sistemas inelásticos, amortecimento em sistemas de um grau de liberdade, equação de movimento e métodos para as soluções de equação diferencial.

3.2.2. DEFINIÇÃO DE SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE

O sistema de um grau de liberdade é um sistema idealizado que considera apenas uma massa, m , concentrada no topo, suportada por uma consola sendo a massa da consola desprezável. A consola admite uma rigidez, k , na direção horizontal, u , um amortecimento associado ao sistema, c , que

devolve o estado de repouso ao elemento estrutural, ver figura 3.1. Admite-se ainda que a consola é indeformável axialmente.

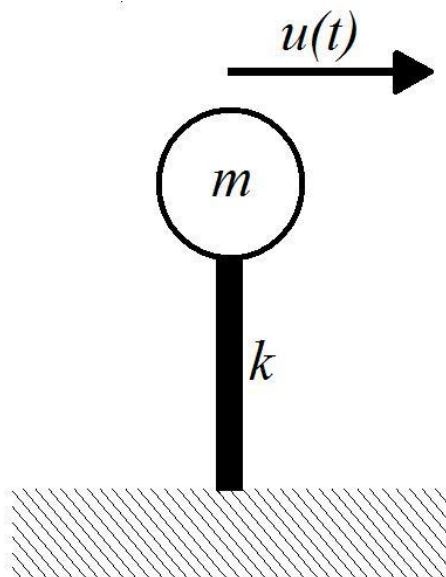


Figura 3.1 – Representação de um sistema de um grau de liberdade.

Com posição de equilíbrio estático conhecido e considerando que a massa, m , admite movimentos de translação apenas numa direção à sua posição, $u(t)$ a cada instante fica definida como sendo a distância entre a posição de equilíbrio estático e a posição no instante t . Como neste caso o sistema possui apenas um elemento, só este elemento é que contribui com a inércia, rigidez e dissipação de energia. Para o sistema em estudo, o deslocamento $u(t)$ fica perfeitamente definido com um grau de liberdade, para todos os instantes em que a solicitação possa atuar.

3.2.3. EQUAÇÃO DO MOVIMENTO

A equação do movimento é a expressão que permite determinar o deslocamento registado no topo da consola em cada instante, ver equação 3.1. Pode-se obter esta equação diferencial através de dois métodos: pela *Segunda Lei de Newton do movimento* ou pelo *Equilíbrio Dinâmico*. Assim, as forças que atuam na massa num determinado instante temporal são: a força externa $p(t)$, a força resistente, f_r , que pode ser elástica ou inelástica, a força de inércia, f_i , e a força de amortecimento f_d . Desta forma a equação que descreve a deformação ou o deslocamento $u(t)$ da estrutura idealizada, assumida com sendo inelástica e sujeita a uma força dinâmica externa $p(t)$ é:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = p(t) \quad (3.1.)$$

sendo que, m é a massa no topo da consola, c o amortecimento da estrutura, k a rigidez da estrutura, u o deslocamento no topo da consola, \dot{u} a velocidade no topo da consola e \ddot{u} a aceleração no topo da consola.

No caso da ação dinâmica ser uma ação sísmica a solicitação é constituída por uma lei de variação de acelerações, acelerogramas, que será aplicada na base da estrutura. Assim a força externa $p(t)$ é expressa na seguinte forma:

$$p(t) = -m \cdot \ddot{u}_g(t) \quad (3.2.)$$

em que m é a massa e $\ddot{u}_g(t)$ define a cada instante t a aceleração na fundação. O sinal negativo indica que a força é contrária à aceleração do solo, esta consideração é irrelevante para efeitos de dimensionamento, já que o interesse está na grandeza.

Através da expressão (3.1), pode-se constatar que cada elemento está sujeito a esforços consoante a deformação imposta a esse elemento. Existe então a necessidade de determinar esse deslocamento relativo entre extremos do elemento. Quando se trata de excitações sísmicas, há que ter em conta a parcela do deslocamento relativo e a parcela de deslocamento de transporte. Sendo o deslocamento do solo dado por u_g , o deslocamento absoluto ou total da massa por u^t , e o deslocamento relativo entre a massa e o solo por u . Em cada instante de tempo, estes deslocamentos estão relacionados por:

$$u^t(t) = u(t) + u_g(t) \quad (3.3.)$$

Em suma, dada a massa m , a rigidez k , o coeficiente de amortecimento c e a excitação dinâmica $p(t)$, a essência fundamental do problema em dinâmica estrutural está em determinar a resposta de um sistema de um grau de liberdade. O termo resposta é usado na sua generalidade para incluir uma quantidade de resposta, assim como, deslocamento, velocidade ou aceleração de uma massa.

3.2.4. MÉTODO PARA A RESOLUÇÃO DA EQUAÇÃO DIFERENCIAL

A equação do movimento para um sistema de um grau de liberdade linear sujeito a uma força externa, apresenta a forma definida pela expressão 3.1. Juntamente a esta expressão, o deslocamento inicial $u(0)$, a velocidade inicial $\dot{u}(0)$ e a aceleração inicial $\ddot{u}(0)$ no instante $t = 0$ devem ser especificados para definir o problema completamente. Tipicamente, a estrutura está em repouso antes do início da excitação dinâmica, pelo que o deslocamento, a velocidade e a aceleração iniciais são nulos. Assim, a solução para a equação (3.1) pode ser resolvida por diferentes formas: pelo *integral de Duhamel*, pelo *método do domínio das frequências* e por *métodos numéricos*. No âmbito da presente dissertação recorreu-se ao método numérico.

3.2.5. MÉTODOS NUMÉRICOS, MÉTODOS “TIME-STEPPING” E MÉTODO DE NEWMARK

Dos métodos apresentados para a resolução diferencial, os métodos numéricos são os únicos que consideram o comportamento inelástico das estruturas devido à aplicação sísmica. A única aproximação para este tipo de sistemas envolve a utilização de métodos de passo a passo “time-stepping”.

As soluções analíticas da equação do movimento para sistemas de um grau de liberdade são usualmente indeterminadas se a excitação, força aplicada $p(t)$ ou aceleração de solo $\ddot{u}_g(t)$, variar aleatoriamente com o tempo ou se o sistema for não linear. Estes problemas podem ser resolvidos

através da aplicação de métodos numéricos “time-stepping” para integrar as respetivas equações diferenciais.

O sistema está sujeito às condições iniciais, $u_0 = u(0)$, $\dot{u}_0 = \dot{u}(0)$ e $\ddot{u}_0 = \ddot{u}(0)$. Assume-se que o sistema possui amortecimento viscoso linear e que a força aplicada $p(t)$ é dada por um conjunto de valores discretos $p_i = P(t_i)$, $i = 0$ até N . O intervalo de tempo vem:

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad (3.4.)$$

O intervalo de tempo é usualmente definido como constante mas não tem que ser necessariamente assim. A resposta é determinada para instantes de tempo discretos t_i , em que para cada instante está associado um deslocamento, velocidade e aceleração $u_i(t)$, $\dot{u}_i(t)$, $\ddot{u}_i(t)$, respectivamente. Estes valores assumidos conhecidos satisfazem a equação 3.1, no instante i :

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + ku_i = p_i \quad (3.7.)$$

O procedimento numérico passo a passo permite determinar a resposta às quantidades u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} , \ddot{u}_{i+1} para o instante $i + 1$ que satisfaz a equação 3.1, para o instante $i + 1$:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + ku_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.8.)$$

Quando é aplicado sucessivamente $i = 0, 1, 2, 3, \dots$, o procedimento passo a passo fornece a desejada resposta para todos os instante $i = 1, 2, 3, \dots$.

Calcular as respostas nos instantes i até $i + 1$ é usualmente uma problema de solução exata. No entanto, muitos procedimentos de aproximação são possíveis porque são implementados numericamente. Assim, a escolha do método de aproximação mais adequado assenta nos três requisitos:

- Convergência: com a diminuição do passo, a solução numérica deve aproximar do resultado real;
- Estabilidade: a solução numérica dever ser estável apresentando convenientes arredondamentos e selecionando um tamanho de passo satisfatório;
- Precisão: os procedimentos numéricos devem dispor resultados que são bastante aproximados da solução exata.

Existem assim três tipos de procedimentos “time-stepping” que são:

- Métodos baseados na interpolação de uma função de excitação;
- Métodos baseados em expressões de diferenças finitas de velocidade e deslocamentos;
- Métodos baseados na variação da aceleração.

É apresentado aqui um método para a categoria de métodos baseados na variação de aceleração. N. M. Newmark em 1959, desenvolveu uma família de métodos “time-stepping” baseados nas equações seguintes:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1 - \gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.9.)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5 - \beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (3.10.)$$

Os parâmetros β e γ definem a variação da aceleração sobre o “time-stepping” e determinam as características do método em termos de estabilidade e precisão. Valor tipicamente utilizado para γ é $\frac{1}{2}$ e $\frac{1}{6} \leq \beta \leq \frac{1}{4}$, que são se apresentam como satisfatória de todos os pontos de vista, Chopra (1995). Na presente tese utilizou-se $\gamma = \frac{1}{2}$ e $\beta = \frac{1}{4}$.

Resolvendo a expressão 3.10 em relação a \ddot{u}_{i+1} e substituindo em 3.9 obtém-se \ddot{u}_{i+1} e \dot{u}_{i+1} em função de u_{i+1} e da aceleração, velocidade e deslocamento no instante i supostamente conhecido. Como se mostra nas seguintes expressões:

$$\ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \cdot u_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t^2} \cdot u_i - \frac{1}{\beta\Delta t} \cdot \dot{u}_i - \frac{0.5-\beta}{\beta} \cdot \ddot{u}_i \quad (3.11.)$$

$$\dot{u}_{i+1} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \cdot u_{i+1} - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \cdot u_i + \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \cdot \dot{u}_i + \Delta t \cdot \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \cdot \ddot{u}_i \quad (3.12.)$$

Recorrendo à expressão 3.8, e substituindo \ddot{u}_{i+1} e \dot{u}_{i+1} a equação de equilíbrio dinâmico fica resolúvel em ordem a u_{i+1} . Assim, vem que:

$$m \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} u_{i+1} - \frac{1}{\beta\Delta t^2} u_i - \frac{1}{\beta\Delta t} \dot{u}_i - \frac{0.5-\beta}{\beta} \ddot{u}_i \right] + c \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_{i+1} - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} u_i - \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta}\right) \ddot{u}_i \right] + k u_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.13.)$$

ou seja:

$$\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c + k \right] u_{i+1} = p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c \right] u_i + \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c \right] \dot{u}_i + \left[\left(\frac{0.5}{\beta} - 1\right) m + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) \Delta t c \right] \ddot{u}_i \quad (3.14.)$$

considerando:

$$k_{ef} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c + k \quad (3.15.)$$

e:

$$p_{eff} = p_{i+1} + \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} m + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} c \right] u_i + \left[\frac{\gamma}{\beta\Delta t} m + \left(\frac{\gamma}{\beta} - 1\right) c \right] \dot{u}_i + \left[\left(\frac{0.5}{\beta} - 1\right) m + \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1\right) \Delta t c \right] \ddot{u}_i \quad (3.16.)$$

vem que:

$$k_{ef} \cdot u_{i+1} = p_{eff} \quad (3.17.)$$

sendo que, k_{ef} é a rigidez efetiva da estrutura e p_{eff} é a força efetiva no instante $i + 1$. Assim recorrendo ao método de Newmark, e admitindo que é conhecido o deslocamento, velocidade e aceleração no instante i , pode-se determinar o deslocamento no instante $i+1$ através da expressão 3.17, que no fundo passa pela resolução de um problema estático em cada passo. Conhecido o valor do deslocamento no instante $i+1$, calculam-se os valores das velocidades e a aceleração nesse mesmo instante através das expressões 3.11 e 3.12.

Estas duas equações, combinadas com a equação de equilíbrio no final do “time-stepping” fornecem o necessário para o cálculo de u_{i+1} , \dot{u}_{i+1} e \ddot{u}_{i+1} para o instante $i + 1$ a partir do conhecimento de u_i , \dot{u}_i e \ddot{u}_i para o instante i . Iterações são requeridas para implementar estes cálculos.

Na ferramenta de cálculo utilizada, OpenSees (2014a), o método de Newmark é simulado através da função “integrator Newmark”, onde se pode assumir diversos valores para os parâmetros γ e β . Na presente dissertação optou-se pelos parâmetros referidos em cima.

3.2.6. SISTEMAS INELÁSTICOS

Dependendo do tipo de análise que está a ser feita, análise elástica ou inelástica, a evolução dos deslocamentos com o aumento dos esforços varia. Estas diferenças podem ser observadas na figura 3.2.

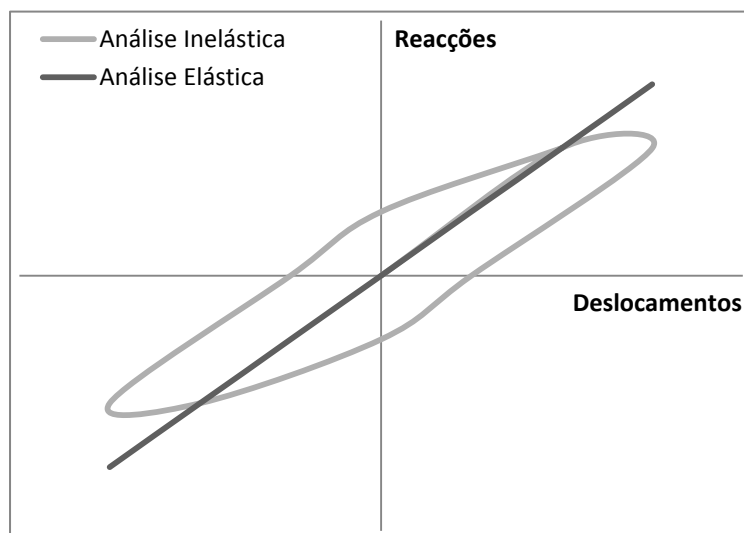


Figura 3.2 – Representação da relação força-deslocamento para o caso de uma análise elástica ou inelástica.

Do mesmo modo que se fala da relação entre forças e deslocamentos, também se pode falar na relação entre momentos e curvatura. Representando o valor dos momentos fletores e as curvaturas respetivas, obtêm-se resultados semelhantes aos obtidos para a relação força-deslocamento.

Pela análise da figura 3.2 observa-se que para o caso de análise elásticas a relação entre o deslocamento e a força é diretamente proporcional, assim sendo, e sabendo que o comportamento real estrutural para maiores deslocamentos tende a não ser linear tem-se uma desadequada reprodução do comportamento estrutural. Recorre-se assim a sistemas inelásticos onde o primeiro tramo é

coincidente com o do sistema elástico e após se atingir um determinado patamar de esforço a estrutura diverge do comportamento adotado pelos sistemas elásticos sendo que a recarga e a descarga após este nível de esforço não acompanham o ramo inicial de carregamento, ver figura 3.2 análise inelástica.

A relação força-deslocamento para uma consola inelástica pode ser determinada de duas maneiras: usando métodos de análise estrutural estática não linear ou definir a relação força-deslocamento como uma versão idealizada de dados experimentais. Este tipo de comportamento é mais realista do que o apresentado anteriormente e possibilita descrever o comportamento com maior fidelidade existindo assim todo o interesse em utilizar este tipo de sistema inelástico.

3.2.7. AMORTECIMENTO EM SISTEMAS DE UM GRAU DE LIBERDADE

A variável que faz com que a oscilação decaia no tempo é denominada de amortecimento. A energia recebida pela estrutura é dissipada por diferentes mecanismos de dissipação, na maior parte das vezes a estrutura dissipa esta energia através de vários mecanismos ao mesmo tempo. Os principais mecanismos identificados são:

- A fricção interna entre as partículas materiais quando estas são deformadas;
- Perda de energia por efeito térmico associado aos deslocamentos;
- Abertura e fecho de fendas e atrito entre as superfícies de contacto de elementos estruturais.

Sendo difícil a determinação desta variável, o amortecimento é usualmente representado de maneira idealizada. O Eurocódigo 8 recomenda a utilização de um amortecimento viscoso de $\xi = 5\%$ amortecimento crítico.

3.3. CARACTERÍSTICAS DO ELEMENTO UTILIZADO

O modelo do elemento responsável pela análise dos acelerogramas registados e artificiais, é definido pela função “ZeroLength Element”, que se define como sendo um comando usado para construir um elemento mola, definido por dois nós sobrepostos, estando estes ligados por objetos “UniaxialMaterial” que representam a relação força-deformação ou o equivalente momento-curvatura para o elemento. Para construir o objecto “UniaxialMaterial” foi seleccionada a função “UniaxialMaterial Pinching4” que é usado para a construção de um material com características uniaxiais que incorpora um “efeito de aperto” na resposta carga-deformação e a possibilidade de exibir degradação sob carregamento cíclico.

$$\omega = \sqrt{\frac{K_0}{m}} \quad \omega = \frac{2\pi}{T} \quad (3.18.)$$

O modelo é ainda definido por uma massa de 10 ton no topo da consola, uma rigidez de 394.8 kN/m, de onde se determinou frequência natural angular, $\omega = 6.28$ rad/s. O que vai de encontro ao referido anteriormente, a estrutura apresenta um período de vibração fundamental de $T = 1$ s, ver expressão 3.18. O coeficiente de amortecimento considerado é $\xi=5\%$.

3.4. APRESENTAÇÃO DOS SISTEMAS ESTRUTURAIS

Neste trabalho são consideradas três envoltentes de relações força deslocamento associadas a quatro modos de degradação cíclica, representando o comportamento de 12 sistemas de um grau de liberdade em comportamento não linear dinâmico cujos resultados serão objeto de análise no capítulo seguinte. Sobre o modelo matemático utilizado nos cálculos de análises não lineares, o Eurocódigo 8 permite a utilização de modelos bilineares no mínimo e trilineares caso se pretenda reproduzir as tensões antes e após fendilhação. O Eurocódigo 8 afirma ainda que caso se preveja degradação de resistência essa degradação deve ser incluída na relação força-deformação desses elementos. Portanto, os modelos constitutivos aqui considerados são modelos que pretendem representar o comportamento real de estruturas como: estruturas metálicas, estruturas de betão armado ou de alvenaria.

Assim, os modelos estruturais que aqui são usados são: modelo perfeitamente plástico (modelo 1), modelo elastoplástico com endurecimento (modelo 2) e modelo elastoplástico com endurecimento e degradação (modelo 3). O modelo 1 é representativo do comportamento de pórticos de estruturas metálicas de ligações soldadas sem problemas de instabilidade, já o modelo 2 é representativo de estruturas com comportamento bilinear como estruturas de betão armado e o modelo 3 apresenta as características correspondentes a modelos trilineares, ver figura 3.3.

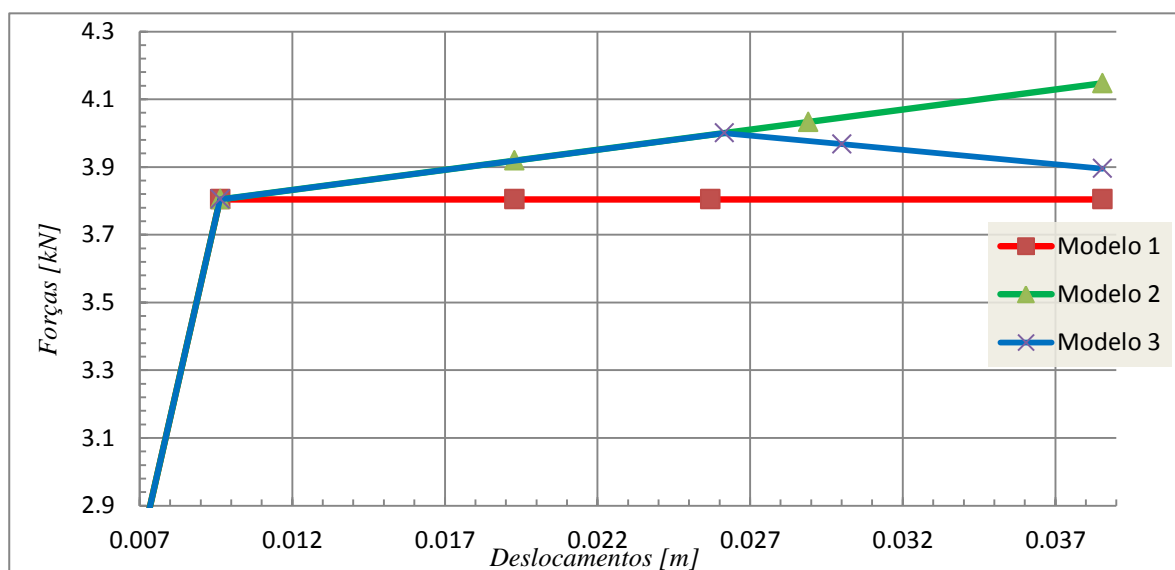


Figura 3.3 – Relação Força-Deslocamento dos três modelos estruturais em estudo.

Quadro 3.1 – Valores das forças e deslocamentos para o comportamento monotónico dos três modelos estruturais em estudo.

Modelo 1		Modelo 2		Modelo 3	
Forças (kN)	Deslocamentos (m)	Forças (kN)	Deslocamentos (m)	Forças (kN)	Deslocamentos (m)
0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.804	0.010	3.804	0.010	3.804	0.010
3.804	0.019	3.919	0.019	4.000	0.026
3.804	0.026	4.033	0.029	3.968	0.030
3.804	0.039	4.147	0.039	3.895	0.039

Apresentados os modelos utilizados, justifica-se a forma como estes foram determinados com base nas forças e deslocamentos que exibem. O valor da aceleração espectral associado a uma estrutura com um período fundamental de vibração $T = 1\text{s}$, para uma ação sísmica tipo 2 e um terreno característico da zona de Lisboa devolve um valor de, $S_a(T) = 1.50\text{m/s}^2$. Assim a força elástica correspondente é determinada pela expressão 3.19, de onde resulta $F_{elástica} = 15.0\text{ kN}$.

$$F_{elástica} = m \cdot S_a(T) \quad (3.19.)$$

onde m representa a massa considerada no topo da consola, em toneladas. Sendo a rigidez inicial K_0 , e o deslocamento associado à força elástica, $\delta_{elástico}$, determinou-se o deslocamento elástico $\delta_{elástico} = 0.038\text{ m}$, através da equação 3.20.

$$F_{elástica} = K_0 \cdot \delta_{elástico} \quad (3.20.)$$

Seguidamente, e definida a força elástica bem como o deslocamento elástico, considerando uma ductilidade $\mu = 4$, obteve-se uma força de cedência $F_y = 3.80\text{ kN}$ recorrendo à expressão:

$$F_y = \frac{F_{elástica}}{\mu} \quad (3.21.)$$

Relembra-se que a ductilidade correspondente à máxima deformação $\delta_{máx}$, em valor absoluto, de um sistema elastoplástico dividida pela deformação de cedência δ_y , como referido no capítulo 2:

$$\mu = \frac{\delta_{máx}}{\delta_y} \quad (3.22.)$$

Para o cálculo das rigidezes K_1 , presentes no modelo 2 e modelo 3, e K_2 , presente no modelo 3 estas foram relacionadas com a rigidez correspondente ao tramo elástico, K_0 , onde K_1 assume 2% de K_0 e K_2 assume -5% de K_0 . Desta forma foi possível representar as envolventes de relação força deformação exibidas na figura 3.3. Associado a cada modelo estão 4 tipos de degradação: modelo que considera o efeito de aperto (caso 1), modelo que associa ao caso 1 perda de rigidez na descarga (caso 2), modelo que associa ao caso 1 perda de resistência (caso 3) e modelo que combina todos os anteriores (caso 4). Esta informação encontra-se resumida graficamente na figura 3.4.

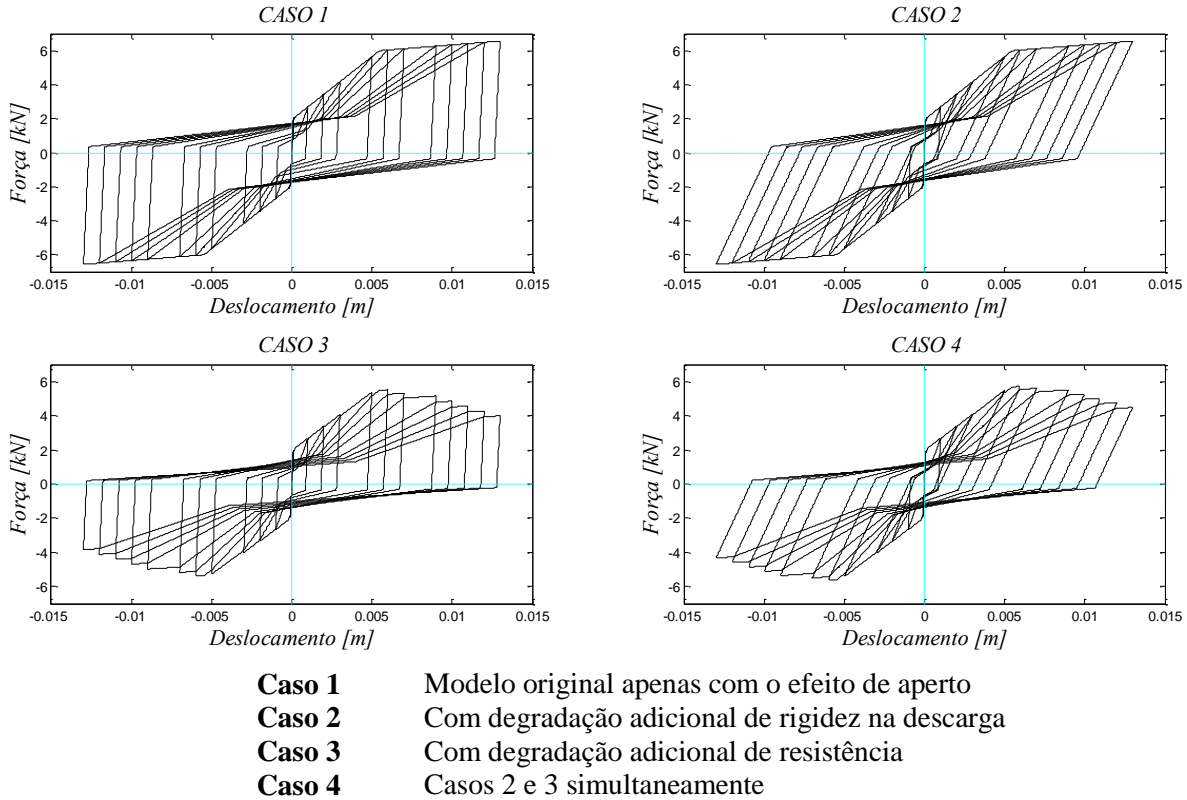


Figura 3.4 – Representação dos 4 tipos de modos de degradação em estudo.

Como se pode verificar pela visualização da figura 3.4, o primeiro caso não apresenta degradação considerando apenas o efeito de aperto. Todavia o segundo, terceiro e quarto casos apresentam degradação de rigidez na descarga, de resistência e a combinação dos casos anteriores, respetivamente. O comando que permite manipular este tipo de efeito de degradação é a função “UniaxialMaterial Pinching4”, OpenSees (2014b). A figura 3.5, que foi retirada do manual do utilizador, apresenta um esquema exemplificativo do comando utilizado. A envolvente de força deslocamento, os rácios de degradação assim como o tipo de degradação que é considerada são parâmetros que este comando permite controlar.

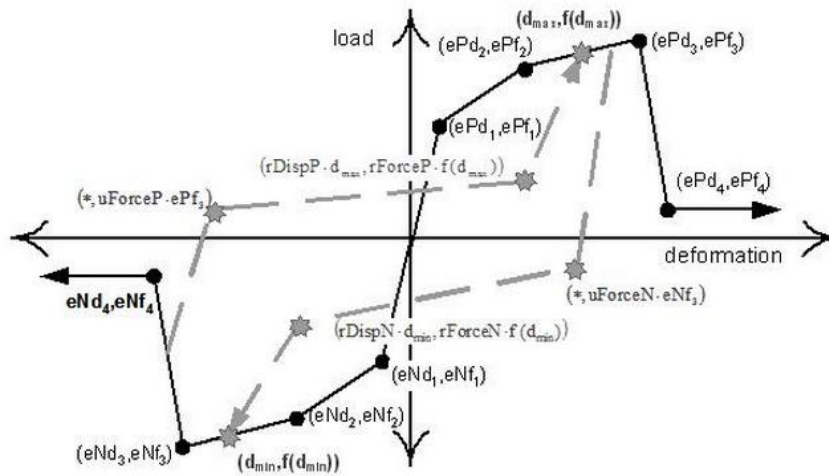


Figura 3.5 – Função “Pinching4” utilizado na ferramenta de cálculo OpenSees.

3.5. DEFINIÇÃO DA AÇÃO SÍSMICA SELECIONADA

O presente estudo analisa acelerogramas registados e artificiais de acordo com as hipóteses presentes no Eurocódigo 8. Os acelerogramas artificiais foram obtidos recorrendo à ferramenta SIMQKE (1990), que por sobreposição de ondas harmónicas permite obter este tipo de registos. Já os acelerogramas registados foram retirados da base de dados PEER-NGA (2009). Nas seguintes secções, são analisados em detalhe estes registos que possibilitaram a obtenção dos resultados apresentados posteriormente no capítulo seguinte.

3.5.1. ESPECTRO ALVO REGULAMENTAR

Para as componentes de ação sísmica a aplicar ao modelo de cálculo, utilizou-se o espectro de resposta elástico presente no Eurocódigo 8 como espectro alvo e com os seguintes parâmetros: uma aceleração máxima de referência, $a_{gR} = 1.7 \text{ m/s}^2$, um limite inferior do período no patamar de aceleração espectral constante, $T_B = 0.1 \text{ s}$, um limite superior do período do patamar de aceleração espectral constante, $T_C = 0.25 \text{ s}$, um limite para o valor do início do ramo de deslocamento constante, $T_D = 2.0 \text{ s}$, um parâmetro $S_{max} = 1.35$. Estes valores pertencem ao Quadro NA-3.3 presente no anexo nacional da referida norma caracterizando a ação sísmica tipo 2 para o tipo de terreno B. A ação sísmica tipo 1 não é tida em conta uma vez que, de uma forma global, fornece valores do espectro de resposta elástica inferiores comparativamente à ação sísmica tipo 2, de forma geral. O valor de a_{gR} remete para a zona de Lisboa. O cálculo do coeficiente do solo S é determinado pela expressão presente no anexo, em que:

$$\text{Para } 1 \text{ m/s}^2 \leq a_g \leq 4 \text{ m/s}^2 \quad S = S_{max} - \frac{S_{max}-1}{3} (a_g - 1) \quad (3.23.)$$

Para o caso em estudo $S=1.27$. O amortecimento viscoso da estrutura, $\xi=5\%$ e o coeficiente de correção do amortecimento, η , dado pela seguinte expressão:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} \geq 0.55 \quad (3.24.)$$

Pela aplicação da expressão 3.17, η toma o valor de 1 sendo maior que 0.55, respeitando a condição. O coeficiente de importância, $\gamma_I = 1$, corresponde a uma classe de importância II. O espectro obtido como espectro objetivo é calculado recorrendo aos ramos definidos pelas expressões seguintes e que se ilustram na figura 3.6.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)] \quad (3.25.)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.26.)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [\frac{T_C}{T}] \quad (3.27.)$$

$$T_D \leq T \leq 4 : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [\frac{T_C \cdot T_D}{T}] \quad (3.28.)$$

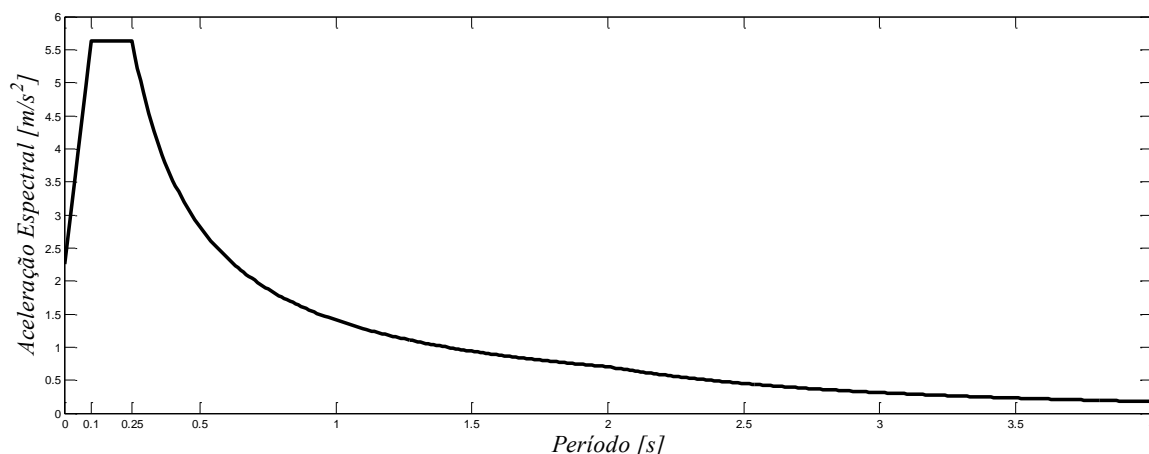


Figura 3.6 – Representação do espectro de resposta elástica horizontal segundo o Eurocódigo 8.

3.5.2. ACELEROGRAMAS REGISTRADOS

Os acelerogramas considerados foram retirados da base de dados do Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER-NGA (2009). No Anexo B segue uma lista dos eventos considerados devidamente datados.

Dentro das várias possibilidades que satisfizeram esta pré-seleção referente ao espectro alvo, foram apenas selecionados acelerogramas registados em que o fator de escala necessário para aproximar o espectro de resposta ao espectro alvo se situasse entre 0.5 e 2. A figura 3.7 mostra a relação do espectro regulamentar com os espectros de um grupo de sete acelerogramas selecionados após o seu escalamento. Os períodos considerados de interesse são todos os compreendidos entre 1.0 s e 2.0 s. Relativamente a esta consideração, o Eurocódigo 8 impõe uma avaliação entre $0.2 T$ e $2 T$, sendo T o período fundamental da estrutura segundo a qual será aplicado o acelerograma. Esse intervalo é utilizado para avaliar a combinação de frequências de vibração dos modos mais elevados que se traduzem em períodos inferiores a T . Como aqui se avalia apenas um modo de vibração, essa gama de controlo tão alargada deixa de ter significado sendo apenas considerada a gama T a $2 T$.

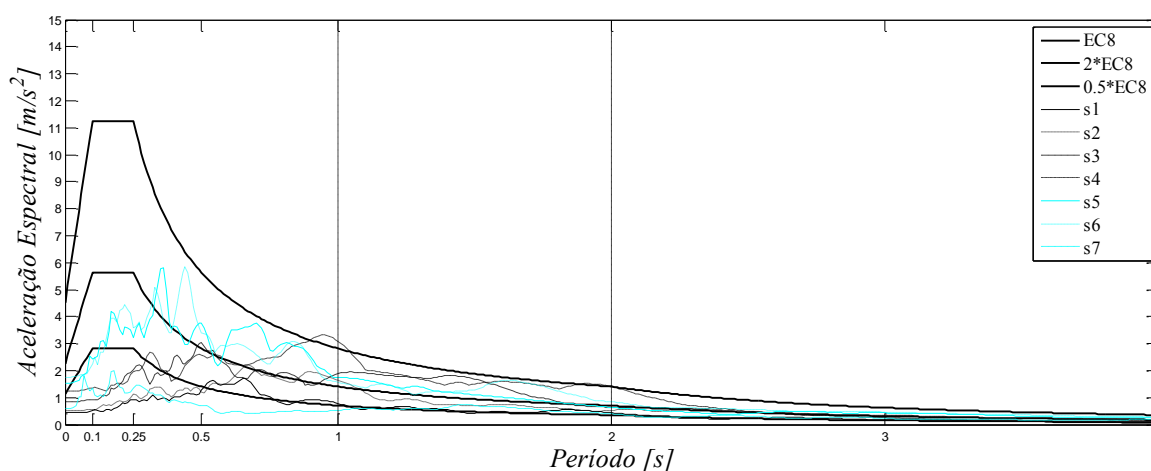


Figura 3.7 – Espectros de resposta elástica horizontal regulamentar e registada.

Seguidamente, foram apenas seleccionados os registos que correspondem a eventos com uma distância epicentral maior do que 10 km e magnitudes superiores a 5.5, na escala de Richter. A seleção final dos sismos baseou-se nas suas durações, tendo sido escolhidos registos de 10, 20 e 30 s com uma margem de $\pm 10\%$ com base em diferentes definições de duração. Esta tolerância de $\pm 10\%$ foi necessária para se conseguir obter sismos suficientes para cada duração. As definições utilizadas foram obtidas da seleção das durações de Bommer e Martínez-Pereira (DE) e por Trifunac e Brady (D 5 95). A informação relativa à quantidade de acelerogramas obtidos nestas condições está reunida no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Quantidade de acelerogramas obtidos para cada tipo de classificação.

	(DE)	(D 5 95)
Duração (s)	Nº de Acelerogramas Obtidos	Nº de Acelerogramas Obtidos
10	26	69
20	18	108
30	7	74

Como para a duração de 30 s classificada segundo Bommer e Martínez-Pereira apenas se obtiveram sete acelerogramas, optou-se por estabelecer grupos de sete para todas as durações. A dimensão mínima por grupo fica então limitada a sete acelerogramas. Portanto, para as durações (DE) foi possível estabelecer 3 grupos para a duração de 10 s, 2 grupos para a duração de 20 s e 1 grupo para a duração de 30 s. Quanto à duração (D 5 95) foi possível obter cinco grupos para todas as durações. A figura 3.8 apresenta as durações (D 5 95) dos 7 acelerogramas de cada grupo.

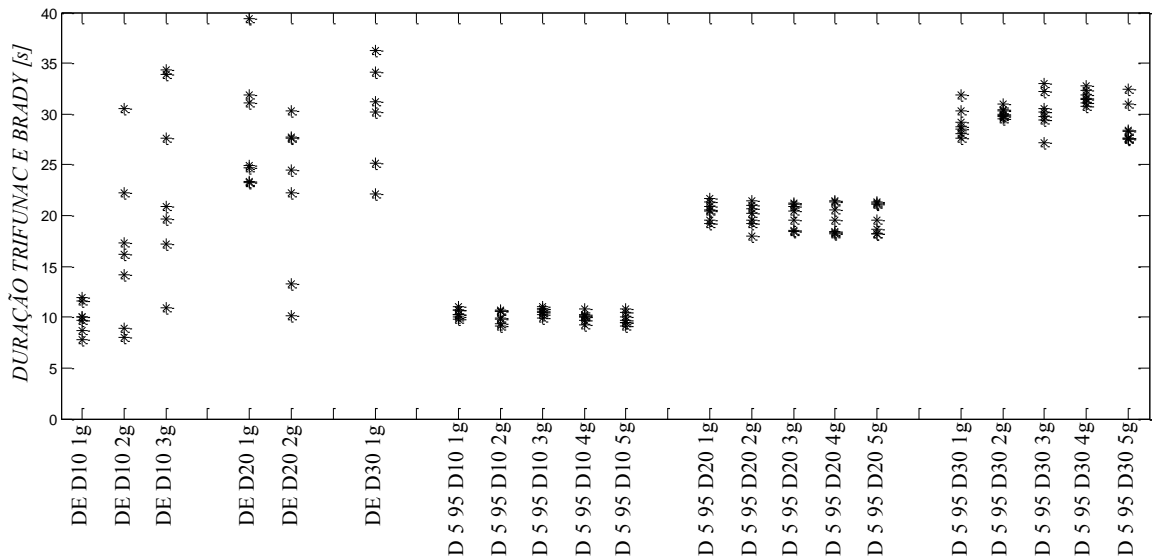


Figura 3.8 – Duração (D 5 95) dos 7 acelerogramas de cada grupo.

A figura 3.9 apresenta as durações (DE) dos 7 acelerogramas de cada grupo. Salienta-se que estes grupos do conjunto foram seleccionados de acordo com o tipo de duração. De notar aqui que casualmente os sismos seleccionados de acordo com a (D 5 95) podem não apresentar duração segundo a duração (DE), como observado anteriormente no capítulo 2.

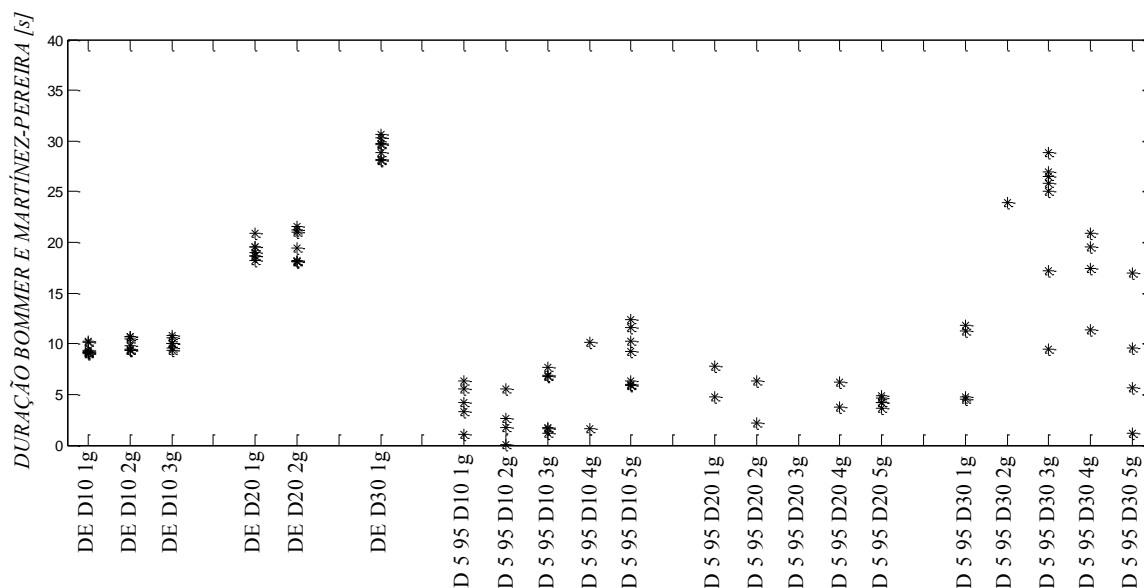


Figura 3.9 – Duração (DE) dos 7 acelerogramas de cada grupo.

3.5.2. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Para a obtenção de acelerogramas artificiais utilizou-se a ferramenta SIMQKE (1990). Como referido anteriormente, esta gera acelerogramas recorrendo à sobreposição de ondas sinusoidais com ângulos de fase aleatórios, e multiplicando a parte estacionária resultante por uma função especificada pelo utilizador que representa a variação da intensidade de movimento do solo ao longo do tempo. O programa também tem a capacidade de ajustar, por iteração, as ordenadas da função densidade espectral minimizando diferenças entre o espectros de resposta calculado e especificado.

Construíram-se dois grupos de acelerogramas, com as durações de 10 e 30 s sendo que cada grupo possui 20 registos. Na figura 3.10 representa-se o espectro regulamentar e dois espectros relativos a acelerogramas artificiais com 10 e 30 s de registo. Como se verifica mais adiante, estes acelerogramas com durações de 10 e 30 s permitem analisar a exigência presente no Eurocódigo 8 correspondente à parte estacionária. Este detalhe é apenas analisado para esta variante de representação sísmica, acelerogramas artificiais. A figura 3.13 apresenta dois acelerogramas onde se sobrepõem retas a cor mais clara de forma a evidenciar as fases correspondentes à parte estacionária, T_S .

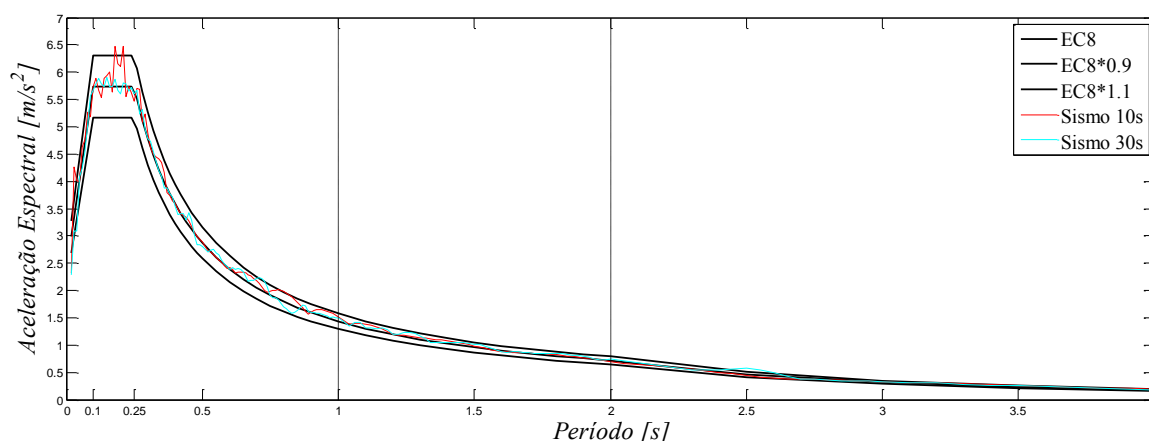


Figura 3.10 – Espectros de resposta elástica horizontal regulamentar e devido aos acelerogramas artificiais.

Como se pode constatar pela análise da figura 3.10, os acelerogramas artificiais, contrariamente aos acelerogramas registados, apresentam um espectro de resposta elástico muito regular acompanhando praticamente todo o espectro regulamentar do EC8. Para todos os registos, foram calculadas as suas durações, as quais são apresentadas na figura 3.11 para os dois tipos de durações considerados.

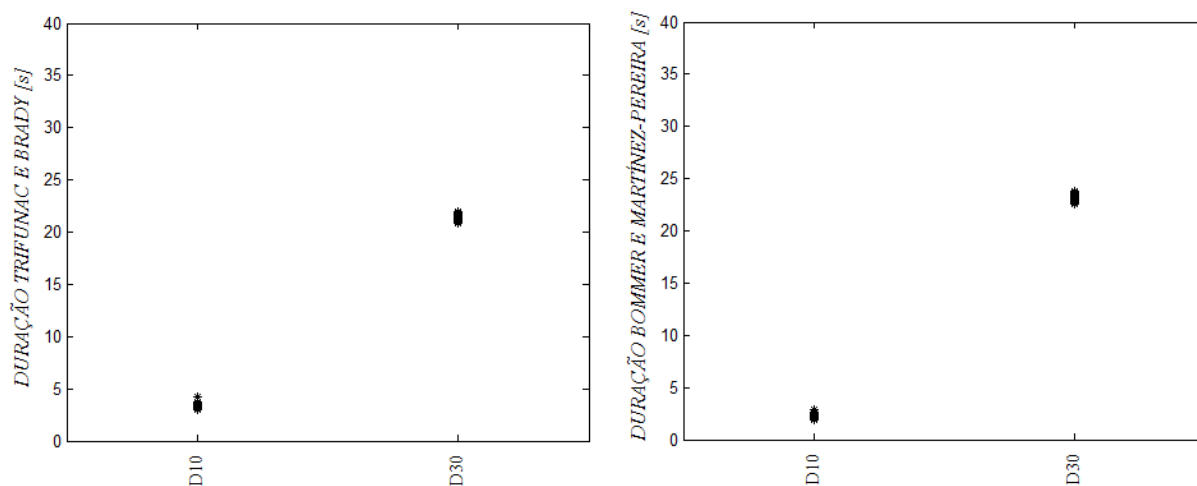


Figura 3.11 – Quantificação das durações (D 5 95) e (DE) para os grupos de acelerogramas artificiais.

A figura 3.11 permite identificar que se registam valores ligeiramente maiores segundo a definição de Trifunac e Brady para D10 e segundo a de Bommer e Martínez-Pereira para D30 comparativamente aos seus pares. Contudo, as diferenças são insignificantes e pode-se concluir que as durações são pouco sensíveis ao tipo de definição de duração utilizada, neste caso.

Adicionalmente construíram-se quatro grupos de acelerogramas, dois com durações definidas por Trifunac e Brady de 10 e 30 s e outros dois com durações respeitantes à classificação definida por Bommer e Martinez-Pereira com 10 e 30 s de duração, todos os grupos com dez registos. Na figura 3.12 representa-se a quantificação segundo as classificações abordadas nesta dissertação. Estes grupos foram adicionados de forma a permitirem efetuar a comparação dos resultados obtidos para registos reais.

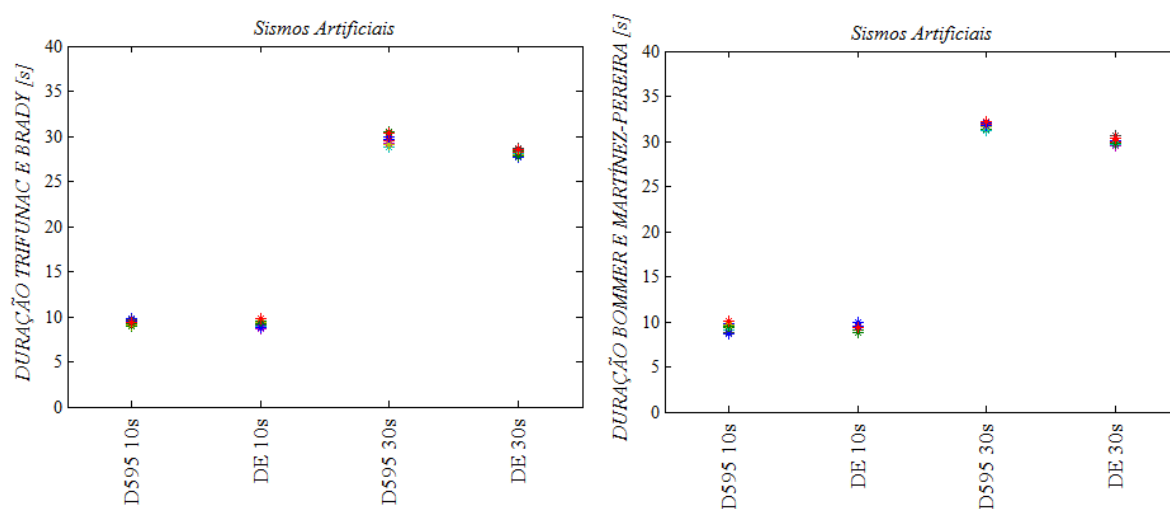


Figura 3.12 – Quantificação das Durações (D 5 95) e (DE) para os grupos de acelerogramas artificiais.

A observação da figura 3.12 permite concluir que os acelerogramas considerados apresentam quantidades muito próximas para os diferentes conceitos, Trifunac e Brady e por Bommer e Martínez-Pereira. Porém, nota-se que as durações obtidas por DE apresentam-se sensivelmente inferiores quando comparadas com as D 5 95, como observado para os acelerogramas artificiais anteriores.

De seguida, representam-se as partes estacionárias, T_s , relativa à ação sísmica tipo 2. Pretende-se desta forma comprovar que acelerogramas artificiais com 10 s de duração possuem partes estacionárias inferiores a 10 s, e acelerogramas artificiais com 30 s de duração apresentam-se com partes estacionárias superiores a 10 s, ver figura 3.13. Esta evidência está exposta apenas para estes dois casos escolhidos aleatoriamente mas podendo ser verificada para todo o conjunto em estudo.

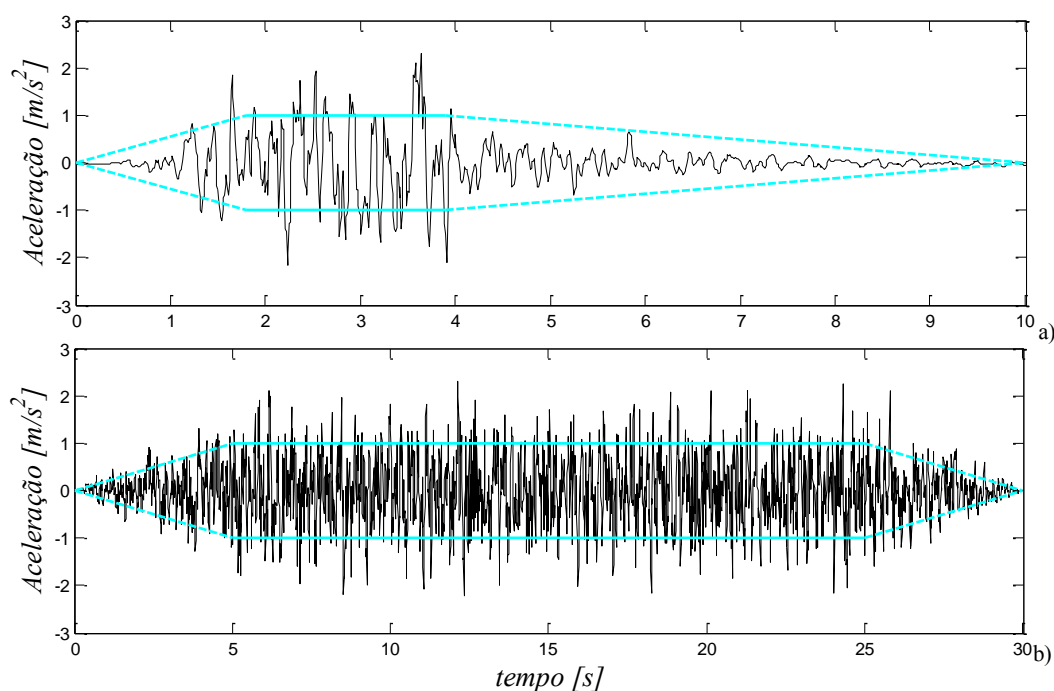


Figura 3.13 – Representação da parte estacionária de acelerogramas artificiais: a) com 10 s, e b) com 30 s.

4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O presente capítulo apresenta e discute os resultados obtidos da análise dos diferentes modelos estruturais sujeitos aos acelerogramas, reais e artificiais, selecionados de acordo com os critérios definidos nos capítulos anteriores.

Esta apresentação é orientada segundo a natureza dos acelerogramas. Numa primeira parte far-se-á referência aos resultados obtidos com acelerogramas reais e numa segunda parte aos obtidos com acelerogramas artificiais. Em cada uma destas descrições são detalhadamente analisadas as diversas variantes das respostas estruturais em questão, sendo que, no final de cada análise, são apresentadas as conclusões relativas à exposição anterior. No final do capítulo, é apresentada uma conclusão da globalidade dos resultados obtidos referentes aos acelerogramas reais e artificiais.

As respostas estruturais selecionadas para a elaboração deste estudo, são as seguintes:

- Deslocamentos máximos;
- Acelerações máximas;
- Reações de Corte Basal máximas;
- Energia Dissipada;
- Índice de Dano;

Porém, a análise dos acelerogramas reais difere da dos acelerogramas artificiais, como se explica de seguida.

Para os acelerogramas reais escolhem-se diferentes conceitos de duração, quantidades de duração, grupos de resposta resultantes de conjuntos de sete acelerogramas, modelos constitutivos e modos de degradação cíclica, sendo os resultados analisados de modo a avaliar a influência da duração. Desta forma, foi necessário organizar a informação de acordo com o seguinte esquema:

$$\alpha \beta \gamma \delta \epsilon \quad (4.1.)$$

onde, α se refere ao tipo de classificação de duração (DE) duração de Bommer e Martínez-Pereira ou (D 5 95) duração de Trifunac e Brady, β refere-se ao valor da duração ((D10) dez segundos, (D20) vinte segundos ou (D30) trinta segundos), γ representa o grupo ((1g) primeiro grupo, por exemplo), δ representa o modelo constitutivo adotado ((M1) Elasto-Perfeitamente-Plástico, (M2) Elasto-Plástico com Endurecimento e (M3) Elasto-Plástico com Endurecimento e Degradação) e ϵ representa o tipo de comportamento cíclico na carga e descarga ((SM1) modelo original onde se considera apenas o efeito de aperto, (SM2) modelo que combina o efeito anterior com a degradação de rigidez na descarga, (SM3) modelo que combina (SM1) com a degradação adicional de resistência e (SM4) que combina todos os modelos anteriores).

Assim, por exemplo, a designação (D 5 95 D10 1g M1 SM2) corresponde a uma duração de Trifunac e Brady de 10 s, para resultados do primeiro grupo de 7 acelerogramas, considerando o primeiro modelo constitutivo, o modelo Elasto-Perfeitamente-Plástico, e um comportamento cíclico de carga e descarga que combina o efeito de aperto com a degradação de rigidez na descarga.

No caso dos acelerogramas artificiais, vão ser estudadas duas variantes de resultados: um grupo de estudo de resultados por duração total de excitação sísmica para 10 s e 30 s, e outro grupo selecionado por conceito de durações (DE) e (D 5 95) para 10 s e 30 s. Assim, para o grupo de duração total de excitação sísmica selecionaram-se, grupos de resposta resultantes do conjunto de 20 acelerogramas, modelos constitutivos e modos de degradação cíclica, sendo os resultados analisados de modo a avaliar a influência da duração. Para o caso de se avaliar os resultados por conceito de duração, selecionaram-se, grupos pelo tipo de classificação de duração (DE) duração de Bommer e Martínez-Pereira ou (D 5 95) duração de Trifunac e Brady, grupos de resposta resultantes do conjunto de 10 acelerogramas, modelos constitutivos e modos de degradação cíclica, sendo que os resultados analisados permitem avaliar a influência da duração. Nestes casos a informação é apresentada de acordo com o seguinte esquema, respetivamente:

$$\alpha' \beta' \gamma' \text{ ou } \delta' \alpha' \beta' \gamma' \quad (4.2.)$$

onde, δ' representa o tipo de classificação de duração ((DE) duração de Bommer e Martínez-Pereira ou (D 5 95) duração de Trifunac e Brady), α' indica o valor da duração ((D10) dez segundos ou (D30) trinta segundos), β' representa o modelo constitutivo adoptado (“M1” Elasto-Perfeitamente-Plástico, (M2) Elasto-Plástico com Endurecimento e (M3) Elasto-Plástico com Endurecimento e Degradação) e γ' representa o tipo de comportamento cíclico na carga e descarga ((SM1) modelo original onde se considera apenas o efeito de aperto, (SM2) modelo que combina o efeito anterior com a degradação de rigidez na descarga, (SM3) modelo que combina (SM1) com a degradação adicional de resistência e (SM4) que combina todos os modelos anteriores).

Desta forma, a designação (D10 M1 SM2) corresponde a considerar 20 acelerogramas com uma duração de 10 s, considerando o primeiro modelo constitutivo, modelo Elasto-Perfeitamente-Plástico, e um comportamento cíclico de carga e descarga que combina o efeito (M1) com a degradação de

rigidez na descarga (SM2). Por outro lado, a designação (DE D10 M1 SM2) corresponde a uma duração de Trifunac e Brady, corresponde a considerar 10 acelerogramas com uma duração de 10 s, considerando o primeiro modelo constitutivo, modelo Elasto-Perfeitamente-Plástico, e um comportamento cíclico de carga e descarga que combina o efeito (M1) com a degradação de rigidez na descarga (SM2).

Estes resultados, quer para a análise de acelerogramas reais, quer para a análise de acelerogramas artificiais, são apresentados através de gráficos escolhidos criteriosamente devido ao vasto conjunto de informação obtida da análise numérica. Os resultados são interpretados de uma forma visual, por variações percentuais e por amplitude de quantidades de resposta estrutural, sendo ainda avaliados por sete estimadores estatísticos, (mínimo, máximo, mediana, média, média robusta, coeficiente de variação, coeficiente de variação robusto), cuja definição é apresentada de seguida.

Considere-se uma amostra de dados $X = [x_1, x_2, \dots, x_n]$ de tamanho n , onde $x_{(i)}$ representa a i -ésima estatística ordinal da amostra. Começando pelo máximo e mínimo, estes estimadores calculam o valor máximo e mínimo da amostra de acordo com as seguintes expressões:

$$M_x = \text{máximo} (X) \quad (4.3.)$$

em que M_x é o valor máximo obtido.

$$M_{x'} = \text{mínimo} (X) \quad (4.4.)$$

em que $M_{x'}$ é o valor mínimo obtido.

Relativamente à média \bar{x} , esta define a tendência central da amostra, de acordo com a seguinte expressão:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i) \quad (4.5.)$$

Quanto à mediana M , esta corresponde ao quantil de 50% da amostra. A sua expressão é definida da seguinte forma:

$$M = \text{mediana} (X) = \begin{cases} x_{(\frac{n+1}{2})} & \text{se } n \text{ é ímpar} \\ \frac{1}{2} \left[x_{(n/2)} + x_{(\frac{n}{2}+1)} \right] & \text{se } n \text{ é par} \end{cases} \quad (4.6.)$$

A média robusta foi definida através de um estimador do tipo M logístico. Os estimadores do tipo M reduzem a influência das observações mais distantes do centro da amostra sem as remover. Um estimador do tipo M T_n é um estimador que é solução da equação:

$$\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \psi \left(\frac{x_{(i)} - T_n}{S_n} \right) = 0 \quad (4.7.)$$

onde S_n é um estimador auxiliar da dispersão da amostra, neste caso definido pela Mediana do Desvio

Absoluto (MAD), que tem como expressão:

$$MAD = mediana_i(|x_i - mediana_j(x_j)|) \quad (4.8.)$$

e ψ é uma função de forma que reflete a influência dos diferentes valores da amostra no valor final do estimador. Uma vez que é necessário um algoritmo iterativo para obter T_n , o seguinte procedimento baseado no método de Newton-Raphson é proposto por Rousseeuw e Verboven (2002):

$$T_n^{(k)} = T_n^{(k-1)} + \frac{s_n}{n} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \psi\left(\frac{x_{(i)} - T_n^{(k-1)}}{s_n}\right)}{\int \psi'(u) d\Phi(u)} \quad (4.9.)$$

onde $T_n^{(k)}$ é a k -ésima estimativa de T_n e $\Phi(\cdot)$ é a função distribuição da distribuição normal padrão. Neste caso, a função ψ é caracterizada pela função suavizada proposta por Rousseeuw e Verboven (2002):

$$\psi(x) = \frac{e^x - 1}{e^x + 1} \quad (4.10.)$$

O coeficiente de variação é uma medida de dispersão que representa o desvio-padrão como percentagem da média, dado pela seguinte expressão:

$$C.V. = \frac{S}{\bar{x}} \quad (4.11.)$$

em que \bar{x} é a média da amostra e S é o desvio-padrão definido pela seguinte expressão:

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (4.12.)$$

O coeficiente de variação robusto é definido pela expressão:

$$C.V. \text{ robusto} = \frac{S_t^{(k)}}{T_n^{(k)}} \quad (4.13.)$$

em que $S_t^{(k)}$ é o desvio padrão robusto que usa um estimador t de escala. O estimador de escala S_t é baseado numa distribuição do tipo t e foi proposto por Randal (2008) que demonstra que s_t é um estimador de dispersão muito eficiente. O estimador é definido pelo seguinte procedimento iterativo:

$$S_t^{(k)} = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - M)^2 \cdot \left[1 + (u_i^k)^2\right]^{-1}} \quad (4.14.)$$

em que u_i^k é obtido pela seguinte expressão:

$$u_i^k = \frac{x_i - M}{c \cdot S_t^{(k-1)}} \quad (4.15.)$$

sendo c uma contante de afinação, que neste caso foi usada com um valor de 4.5, Randal (2008). A estimativa inicial $S_t^{(0)}$ é definida pela *MAD*.

De notar que para Deslocamentos Máximos, Reações de Corte Basal Máximas e Acelerações Máximas, são considerados apenas os valores em máximos absolutos observados na resposta obtida. Já a Energia Dissipada e o Índice de Dano representam a grandeza acumulada, obtida no final do processo de excitação.

4.2. OBSERVAÇÕES PRELIMINARES

Devido aos resultados aqui presentes serem vastos, vai-se nesta secção proceder à seleção de casos de estudo de forma a resumir e concentrar os resultados bem como as suas conclusões.

Todos os resultados foram analisados quer em escala real, quer em escala logarítmica. Porém, os resultados obtidos não revelam uma diferença significativa em termos de descritores estatísticos. A figura 4.1 exemplifica o caso da análise de resultados de sismos reais para o deslocamento máximo onde se observa que não existe uma variação significativa nos dados. Esta característica está presente em todos os casos, quer para os parâmetros definidores do comportamento, quer para os tipos de ação consideradas: sismos reais ou sismos artificiais. Assim, daqui em diante opta-se por considerar apenas a escala real para a análise dos resultados.

Adicionalmente, selecionaram-se dois estimadores estatísticos com o objectivo de reduzir a avaliação de descritores inexpressivos. Assim, utiliza-se a média e o coeficiente de variação como descritores de referência do comportamento. Pela análise da figura 4.1 a), pode-se concluir que os máximos apresentam valores muito afastados do comportamento médio dos grupos, não se apresentando como um parâmetro estável quando se varia o grupo. O mínimo apresenta valores inferiores do comportamento médio e apresenta-se mais estável. A mediana apresenta-se quase sempre mais baixa que a média, exibindo um comportamento satisfatório de ponto de vista da sua estabilidade. No entanto, opta-se por não considerar este estimador nas análises apresentadas em seguida pois apenas uma pequena parte da amostra é utilizada no seu cálculo, o que pode mascarar alguns efeitos de variabilidade da resposta que se pretendem captar com este estudo. A média e média robusta apresentam bons preditores do comportamento, muito semelhantes sendo mesmo por vezes coincidentes, assim seleciona-se a média por simplicidade de cálculo. O coeficiente de variação e o coeficiente de variação robusto apresentam-se muito semelhantes. Para esta análise selecionou-se o coeficiente de variação, mais uma vez por questões de simplicidade. Assim a média e o coeficiente de variação são os estimadores tidos em conta devido à necessidade de avaliar o comportamento médio e a dispersão de dados.

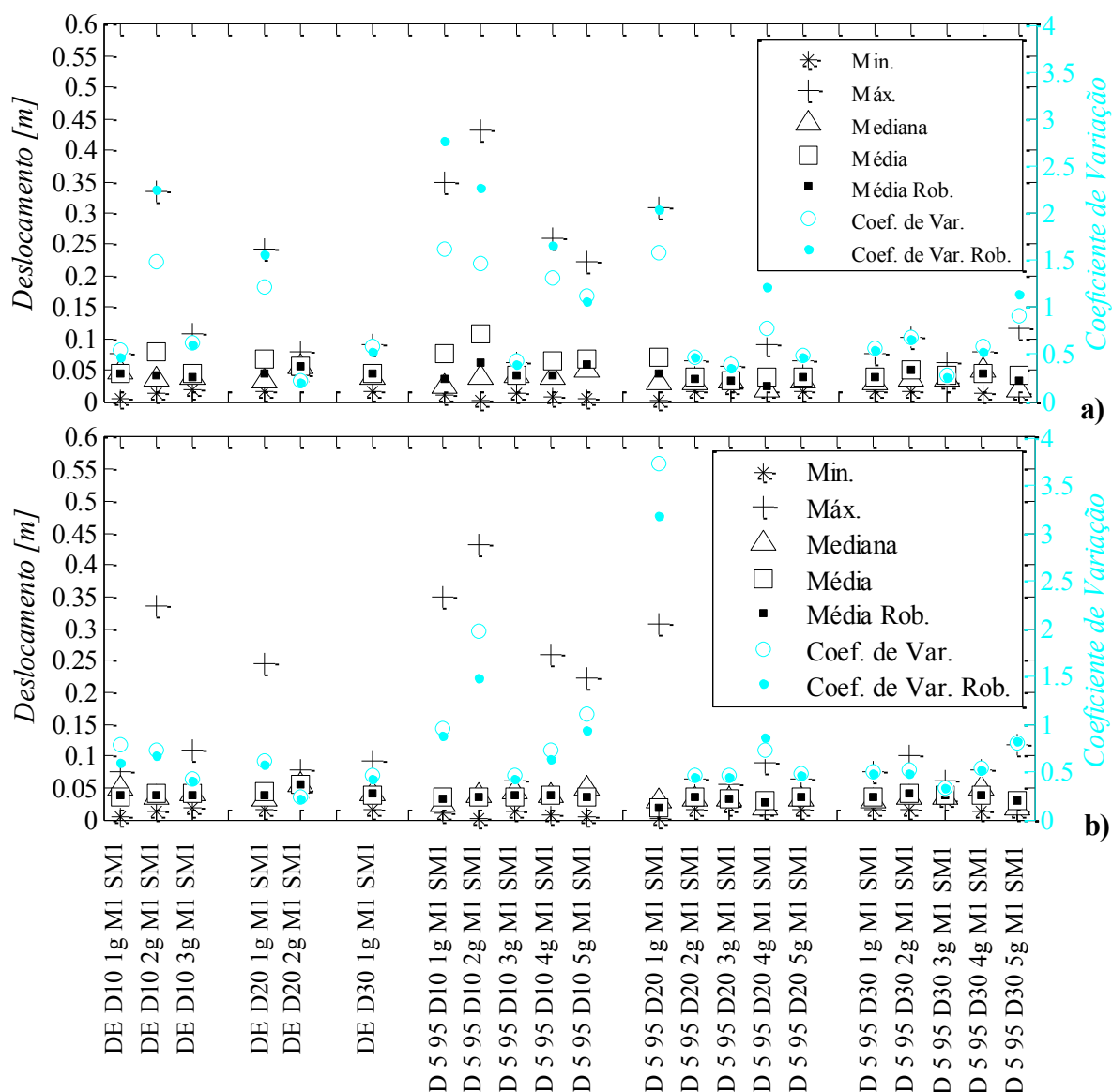


Figura 4.1 – Comparação de resultados obtidos em escala real a) e em escala logarítmica b), utilizando grupos de acelerogramas reais.

4.3. ACELEROGRAMAS REAIS

De seguida são abordados os resultados relativos aos acelerogramas reais, analisando os diferentes parâmetros de definição estrutural adotados: Deslocamentos Máximos, Aceleração Máxima, Reação de Corte Basal Máximo, Energia Dissipada, Índice de Dano 1 e Índice de Dano 2. No final desta exposição, é apresentada uma breve conclusão geral relativa aos resultados obtidos pelos acelerogramas reais sobre os pontos que se considera que tenham maior interesse.

4.3.1. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

A análise dos deslocamentos é apoiada pela consulta da figura 4.2. Para os grupos com a mesma duração os resultados apresentam grande variabilidade, exibindo um coeficiente de variação quase sempre superior a 50%.

Caso se observe a variação da média dos grupos para diferentes durações, nota-se que para (DE) não existe uma proporcionalidade linear positiva entre o deslocamento e o aumento da duração, assim como para o caso (D 5 95). Observa-se que para o caso (D 5 95) existe uma diminuição abrupta do valor do deslocamento médio para o aumento da duração, assim como, do coeficiente de variação. Para o caso (DE) esta diminuição não se identifica.

Finalmente, comparando as mesmas durações por diferentes conceitos, nota-se que casos associados a durações (DE) revelam maiores deslocamentos para 20 s e 30 s comparativamente com (D 5 95). Contrariamente, para o caso de 10 s, o conceito (DE) apresenta valores menores. De uma forma geral, a média de deslocamentos (DE) apresenta maiores deslocamentos quando comparada com (D 5 95). Relativamente aos coeficientes de variação nota-se que para ambos os casos estes são elevados, superiores a 50% na maioria dos casos.

Importa ainda referir que o modelo que traduz maiores resultados, apesar de não ser constante esta avaliação, é o modelo (M1 SM4). Por outro lado o modelo (M2 SM4) apresenta menores quantidades de deslocamento.

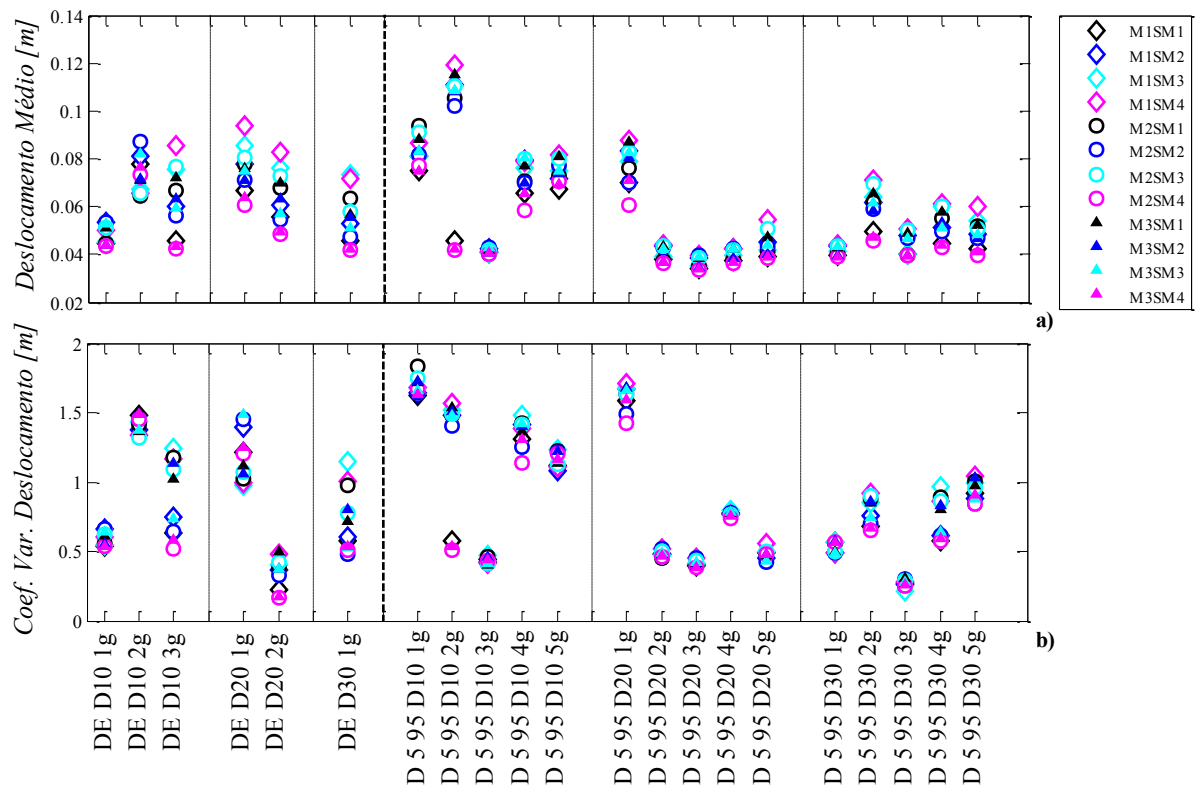


Figura 4.2 – Representação da média dos deslocamentos a) e do coeficiente de variação dos deslocamentos b), utilizando sismos reais.

4.3.2. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS

Pela análise da figura 4.3 observa-se que os diferentes grupos com a mesma duração exibem valores muito próximos e que de uma forma geral, para todos os grupos associados à mesma duração existe um comportamento bastante uniforme. A maioria dos casos apresenta valores dos coeficientes de

variação inferiores a 15%, com exceção do caso (D 5 95 D10) que exprime coeficientes de variação que podem atingir os 65%.

Caso se observe a variação da duração por média de grupos, conclui-se que as acelerações obtidas são praticamente idênticas. Finalmente, comparando os diferentes conceitos, nota-se que para as durações de 10 s o caso (D 5 95) apresenta um ligeiro aumento e maior dispersão quando comparado com os restantes casos em estudo.

Quanto aos modelos que exprimem resultados extremos identifica-se (M2 SM2) e (M1 SM3) como os modelos que traduzem as maiores e menores acelerações, respetivamente. Identifica-se ainda que modelos associados a (M1) apresentam os menores valores e modelos associados a (M2) apresentam os maiores.

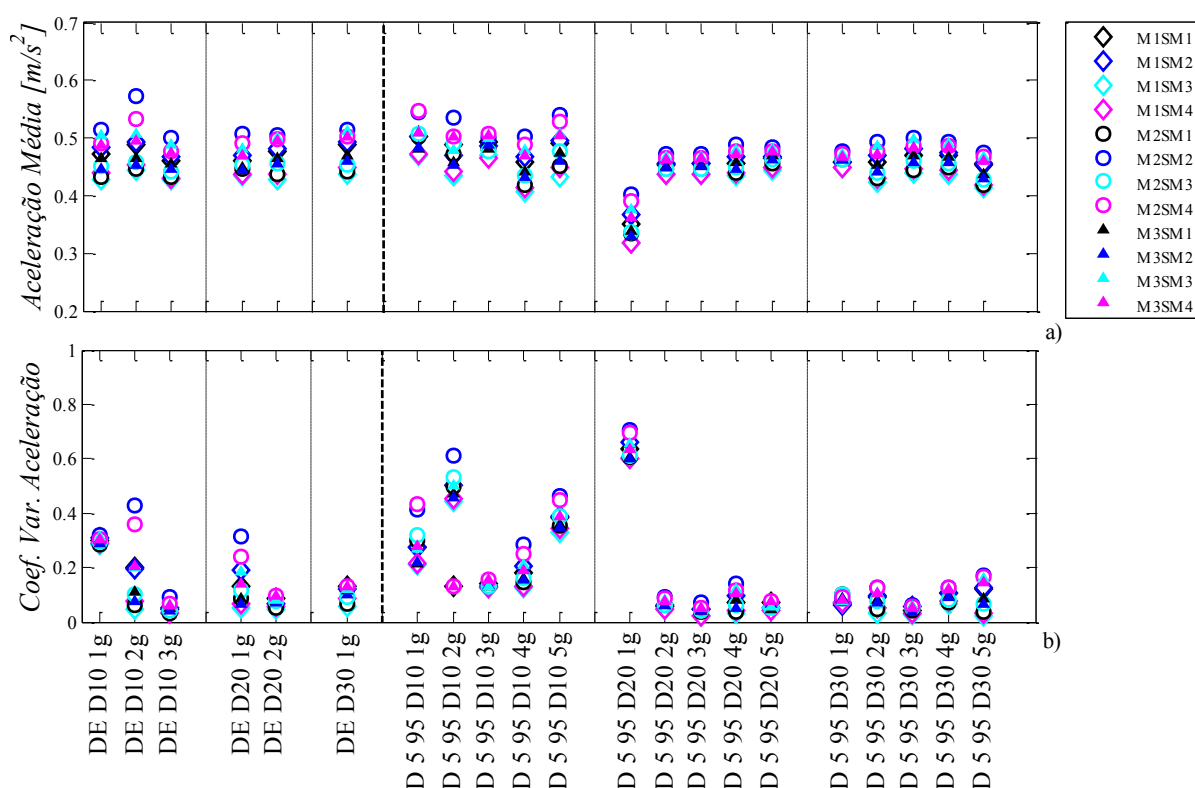


Figura 4.3 – Representação da média da aceleração a) e do coeficiente de variação da aceleração b), utilizando sismos reais.

4.3.3. ANÁLISE DE REAÇÕES DE CORTE BASAL MÁXIMAS

Os valores das Reações de Corte Basal Máximas, expostos aqui, servem apenas para confirmar que os diferentes acelerogramas contribuem para que seja alcançado o patamar de cedência para as diferentes hipóteses fundamentais em estudo. Para isso, é necessário que seja igualada ou ultrapassada a força de cedência intrínseca a cada modelo.

Os limites superiores observados nesta exposição são coerentes com os limites presentes nos modelos constitutivos, como se pode visualizar na figura 4.4. Para modelos (M1) o máximo esforço que pode

ser alcançado é de 3.8 kN, já para (M3) este limite é de 4.2 kN e para o (M2) não existe esta fronteira. Todavia, observa-se que existem alguns casos em que os acelerogramas não atingem estes valores, não alcançando o patamar de cedência. Assim, o estudo destes cinge-se ao comportamento em regime linear elástico, atingindo deformações menores que irão condicionar os deslocamentos máximos atingidos.

Importa ainda referir que pela observação dos coeficientes de variação, na maioria dos casos aproximadamente nulos, o valor da reação é aproximadamente igual ao limite do modelo constitutivo em questão para a maioria dos casos.

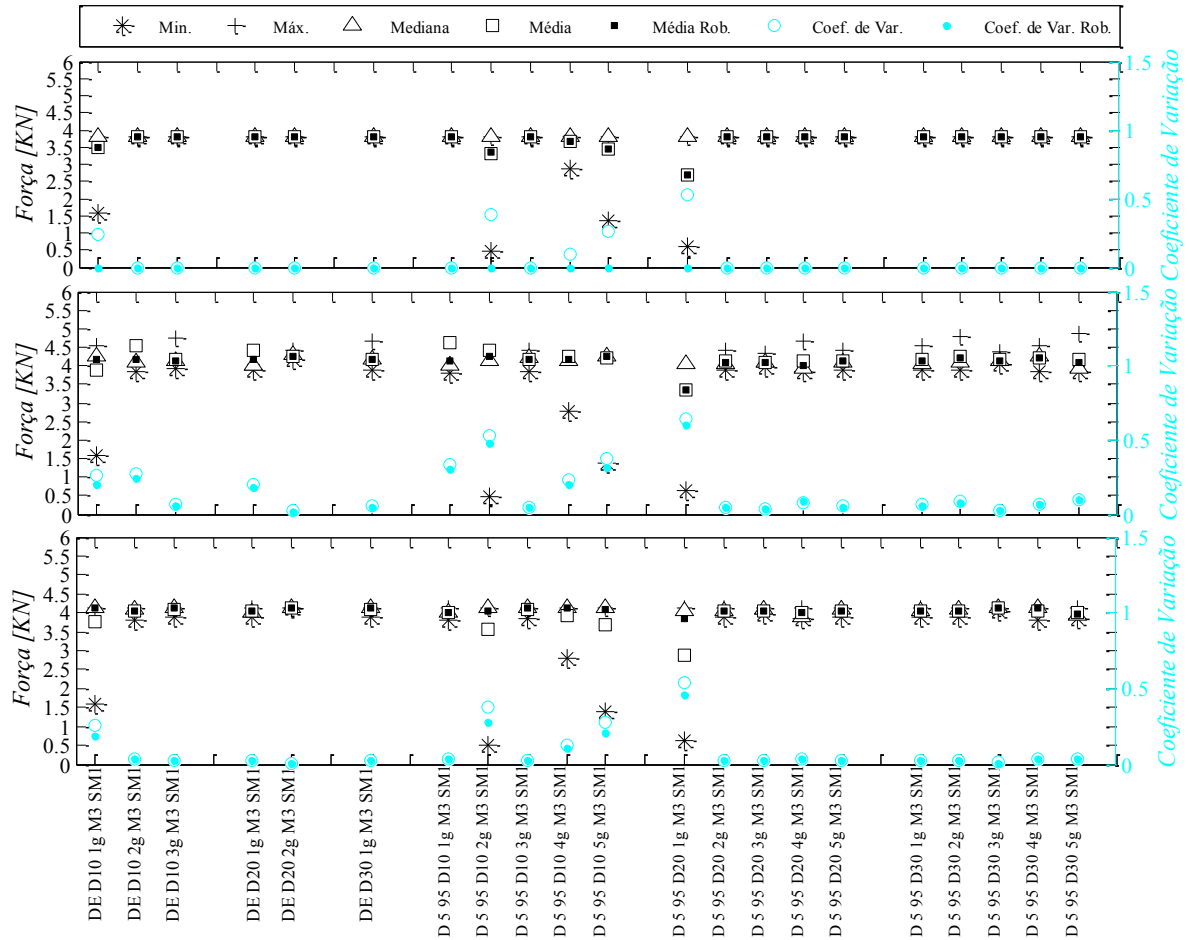


Figura 4.4 – Representação das diferentes estatísticas descritivas associadas à força de corte basal máxima, devido à ação de acelerogramas registados, para diferentes modelos constitutivos (M1), (M2) e (M3).

4.3.4. ANÁLISE DE ENERGIAS DISSIPADAS

Quanto à análise da energia dissipada para os grupos com a mesma duração, revela-se que os resultados são altamente variáveis apresentando coeficientes de variação superiores a 50%. Caso se observe a variação da duração por média de grupos, conclui-se que a energia acumulada não aumenta para o aumento da duração, pelo menos de uma forma global. Nota-se que de 10 s para 20 s para a classificação (DE), existe um acréscimo significativo de energia, assim como para a variação de 20 s para 30 s segundo para a classificação (D 5 95). Porém estes são os únicos caso em que este fenómeno

se regista. Finalmente, comparando os diferentes conceitos para as mesmas durações, conclui-se que estes apresentam resultados muito divergentes, ver figura 4.5.

Quanto aos modelos que exprimem resultados extremos identifica-se (M2 SM2) e (M1 SM3) como os modelos que traduzem as maiores e menores energias dissipadas médias, respetivamente. Neste caso o modelo que conduz ao extremo máximo isola-se bastante dos restantes.

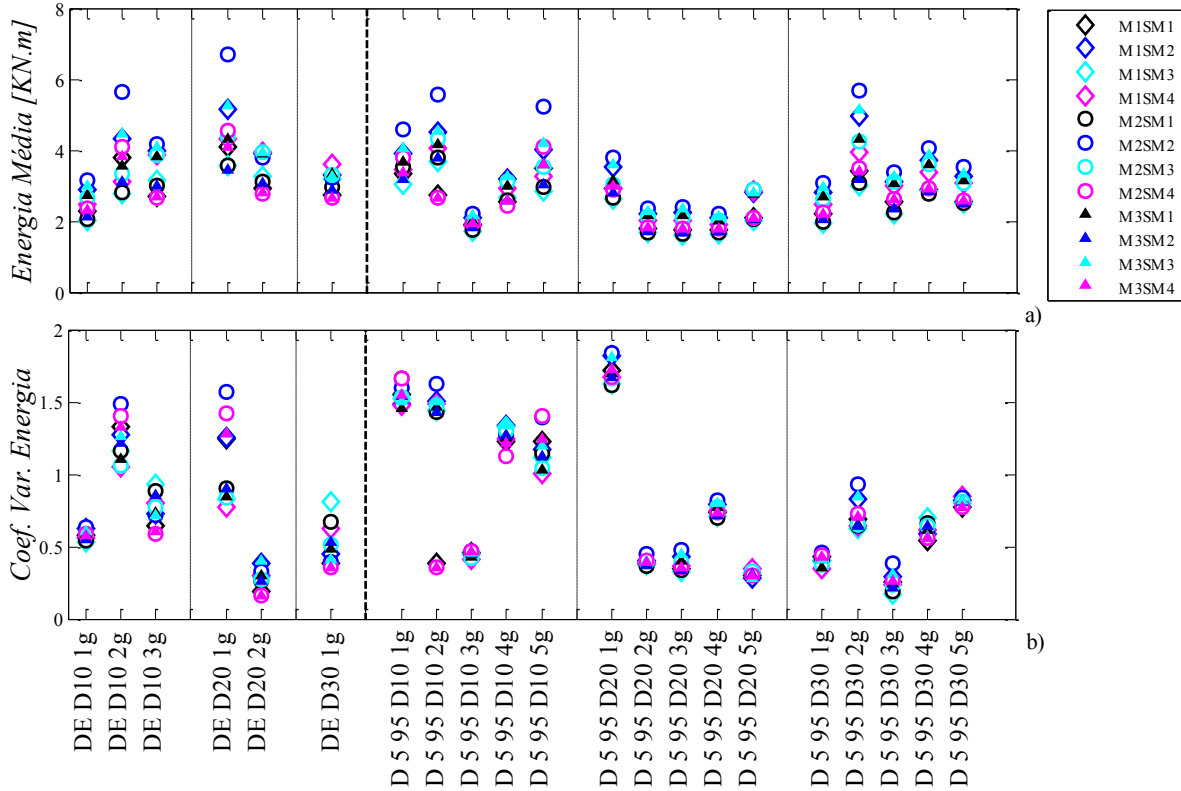


Figura 4.5 – Representação da média da energia dissipada a) e do coeficiente de variação da energia dissipada b), utilizando sismos reais.

4.3.5. ANÁLISE DE ÍNDICES DE DANO

O cálculo do Índice de Dano é apresentado detalhadamente no capítulo 2. A expressão 4.1 mostra que o cálculo deste índice recorre à soma de duas parcelas, denominadas daqui em diante como Parcela 1 e Parcela 2, como identificado na expressão 4.2.

$$ID = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4.1.)$$

$$Parcela\ 1 = \frac{\delta_M}{\delta_u}, \quad Parcela\ 2 = \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4.2.)$$

Faz-se referência à segunda parcela que adquire uma ramificação consoante β , parâmetro que representa a contribuição da ação cíclica e que pode assumir usualmente valores como: 0.15 e 0.6. Para estas variantes vai-se adotar a designação, β_1 e β_2 , respetivamente.

Numa primeira fase, vai-se expor o cálculo da primeira parcela e seguidamente da segunda. Posteriormente, irão ser expostos os resultados relativos ao Índice de Dano 1 e ao Índice de Dano 2.

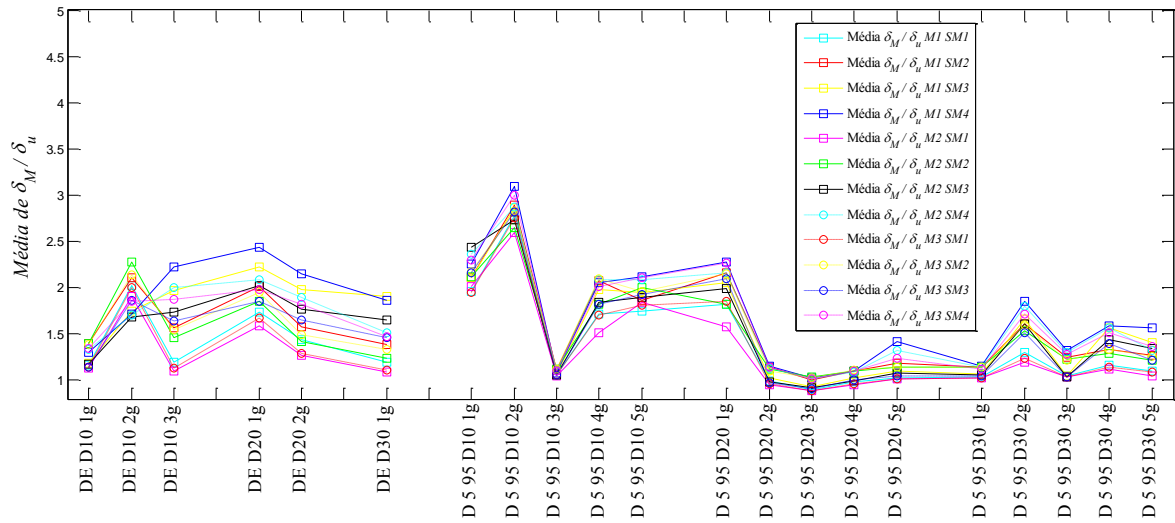


Figura 4.6 – Representação dos resultados do índice de dano para a primeira parcela das várias situações em estudo.

Pela análise da figura 4.6 pode-se compreender que a razão entre o deslocamento máximo registado e o deslocamento último devido ao carregamento último admitido oscila entre 0.5 e 3, aproximadamente, sendo que os casos que registam valores entre 0.5 e 1 são escassos. O que significa que o deslocamento registado é muito superior ao deslocamento último admitido. Sendo esta parcela superior à unidade, espera-se que haja rotura da estrutura só pela contribuição desta parcela. Pode-se observar ainda que as maiores quantidades, correspondem a (M1 SM4). Em oposição o modelo (M2 SM1) regista as menores quantidades.

Quanto à segunda parcela do Índice de Dano, pela análise das figuras 4.7 pode-se concluir que esta parcela contribui mais para a rotura do que a exposta anteriormente devido aos valores alcançados. Para o caso de $\beta = 0.15$, os valores da segunda parcela rondam entre 0.5 e 5, para $\beta = 0.6$, estes tomam valores entre 2 e 20. Como era de esperar, a segunda parcela do índice de dano associada a $\beta=0.6$, apresenta maiores resultados quando comparada com $\beta = 0.15$. Nota-se ainda que em ambas as situações em análise, os casos que estão associados a maiores quantidades médias são os que estão relacionados com o modo de degradação (M2 SM2), ver figura 4.7.

Analisadas detalhadamente as parcelas que compõem o cálculo do Índice de Dano, vai-se agora a analisar os Índices de Dano. O estudo do Índice de Dano 2 não é exposto devido ao facto de os resultados alcançados apresentarem o mesmo comportamento.

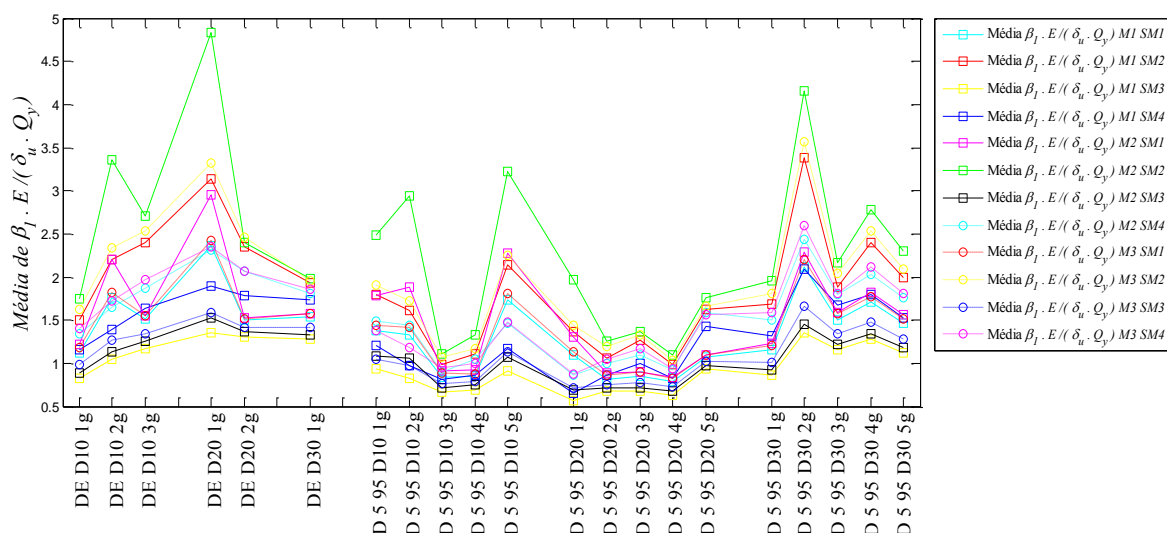


Figura 4.7 – Representação da segunda parcela do índice de dano 1, valor de $\beta = 0.15$.

4.3.5.1. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO 1

A análise do Índice de Dano 1 é fundada pela consulta da figura 4.8. Pela observação dos diferentes grupos com a mesma duração conclui-se que os valores alcançados são bastante divergentes apresentando coeficientes de variação na globalidade dos casos superiores a 20%.

Caso se analise a variação da duração por média de grupos, conclui-se que os índices alcançados não apresentam uma proporcionalidade linear positiva para o aumento de duração na globalidade. Existem duas situações de acumulação de índice de dano que corresponde à consideração de (DE 10s) para (DE 20s) e (D 5 95 20s) para (D 5 95 30s), todos os outros casos não seguem esta tendência.

Finalmente, comparando os diferentes conceitos, nota-se que para as mesmas durações estes apresentam diferentes índices de dano. O caso (D 5 95) apresenta um pico de mínimos para durações de 20s contrariamente a (DE) que apresenta um máximo.

Quanto aos modelos que apresentam extremos, identifica-se (M2 SM2) e (M1 SM3) como os modelos que traduzem as maiores e menores índices, respetivamente. Identifica-se ainda que modelos associados a (M1) apresentam menores valores e modelos associados a (M2) apresentam os maiores, de uma forma global.

Quanto aos resultados obtidos para o índice de dano 2, opta-se por não expor os resultados uma vez que os resultados são similares em termos qualitativos. Em termos quantitativos estes oscilam entre 5 e 25, por oposição ao Índice de Dano 1 que oscila entre 1.5 e 7.

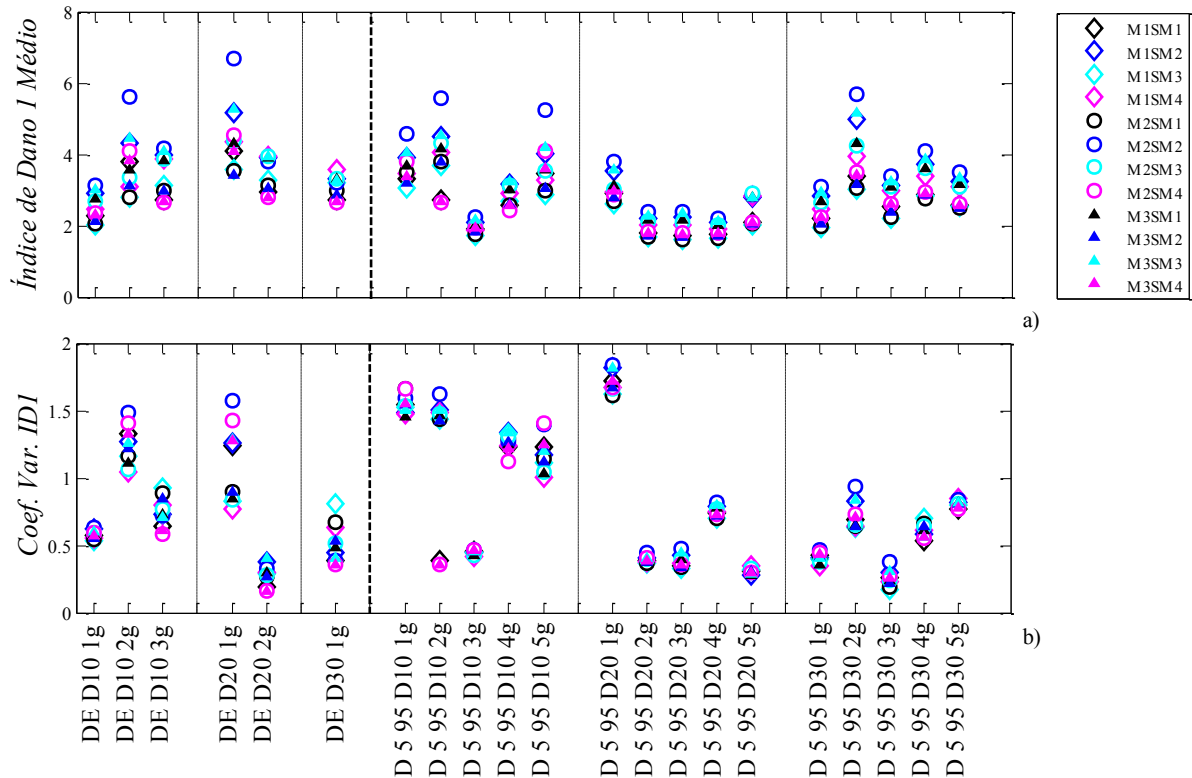


Figura 4.8 – Representação do índice de dano 1 a) e do coeficiente de variação do índice de dano 1 b), utilizando sísmos reais.

4.3.6. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM SISMOS REAIS

Os acelerogramas reais revelam um conjunto de conclusões que são aqui reunidas em forma de resumo. Relativamente aos Deslocamentos Máximos observou-se que existe uma grande dispersão de coeficientes de variação, maioritariamente superiores a 50%. Verifica-se também que os deslocamentos máximos não são máximos para as durações mais longas, mas sim para durações mais curtas. Em termos de evolução do deslocamento com a duração não se verifica uma evolução linear positiva.

Quanto à Aceleração Máxima observa-se que os resultados exibem valores muito próximos, quer por grupo, quer por duração. Estes apresentam coeficientes de variação baixos, na ordem dos 15%, maioritariamente.

Pela análise da Energia Dissipada, observa-se uma grande variabilidade de resultados, quer por grupo, quer por duração, apresentando coeficientes de variação superiores a 50%. Quanto à evolução da energia para o aumento da duração não existe um comportamento diretamente proporcional. Contudo, nos casos de 10 s para 20 s de (DE) e 20 s para 30 s de (D 5 95) este aumento de energia dissipada é registado.

Finalmente, quanto ao Índice de Dano, observa-se que os resultados obtidos são bastante distintos apresentando coeficientes de variação superiores a 20%, na maioria dos casos. Relativamente à evolução do índice com o aumento da duração nota-se que não existe uma relação biunívoca

consistente. Porém, para os casos de 10 s para 20s de (DE) e 20s para 30 s de (DE) este aumento de índice de dano existe.

Por fim, identificam-se os modelos constitutivos que representam as quantidades extremas para cada parâmetro em estudo. Assim, para os Deslocamentos Máximos o modelo (M1 SM4) apresenta maioritariamente as maiores quantidades enquanto o modelo (M2 SM4) apresenta menores quantidades de deslocamentos. Quanto aos parâmetros Aceleração Máxima, Energias Dissipadas e Índice de Dano, observa-se que os modelos que levam a maiores valores destas quantidades são os mesmos. Assim, as maiores quantidades registadas correspondem ao modelo (M2 SM2) e as menores quantidades ao modelo (M1 SM3).

4.4. ACELEROGRAMAS ARTIFICIAIS

Analisados os resultados obtidos pela utilização de acelerogramas reais, passa-se agora à análise dos resultados devido à utilização de acelerogramas artificiais. Tal como na exposição anterior vão ser estudados os resultados de cada parâmetro de definição estrutural. Porém vão ser estudados duas variantes de resultados: um grupo de estudo de resultados por duração total de excitação sísmica para 10 e 30 s, e outro grupo selecionado por conceito de durações (DE) e (D 5 95) para 10 e 30 s.

Pela avaliação dos resultados de sismos reais, observou-se, de uma forma global, que a variação da Energia Dissipada e do Índice de Dano não apresenta um aumento proporcional com o aumento da duração e por isso, aqui, apenas se consideram as durações de 10 e 30 s, simplificando a análise de resultados. No final desta apresentação existe uma conclusão geral onde se resume as principais evidências detetadas.

4.4.1. ANÁLISE DE DESLOCAMENTOS MÁXIMOS

A análise dos deslocamentos é apoiada pela consulta da figura 4.9 a) e b). Para os resultados obtidos por acelerogramas com duração de 10 e 30 s, observa-se um comportamento uniforme por duração, onde se verifica que a média dos deslocamentos correspondentes à duração de 30 s são sensíveis à seleção dos modelos constitutivos contrariamente aos correspondentes à duração de 10 s. Relativamente à evolução da média dos deslocamentos com a duração, nota-se uma ligeira diminuição dos deslocamentos obtidos com acelerogramas de 30 s. Já para a variabilidade dos resultados, observa-se que durações de 30 s conduzem a menores coeficientes de variação, 10%. Já para durações de 10 s este parâmetro é mais elevado: 25%.

Relativamente ao caso de estudo que distingue os dados por conceito de duração, os resultados apresentam deslocamentos ligeiramente inferiores para durações mais longas. Importa referir que para durações (D 5 95) os resultados são ligeiramente inferiores e apresentam um coeficiente de variação ligeiramente superior quando comparado com (DE). Nota-se ainda que, no caso de classificações (DE), os deslocamentos são bastantes sensíveis ao modelo estrutural considerado.

Os modelos que conduzem a maiores valores são sensivelmente (M2 SM4) e (M3 SM3), para o valor máximo e mínimo, respetivamente, para ambos os casos em estudo.

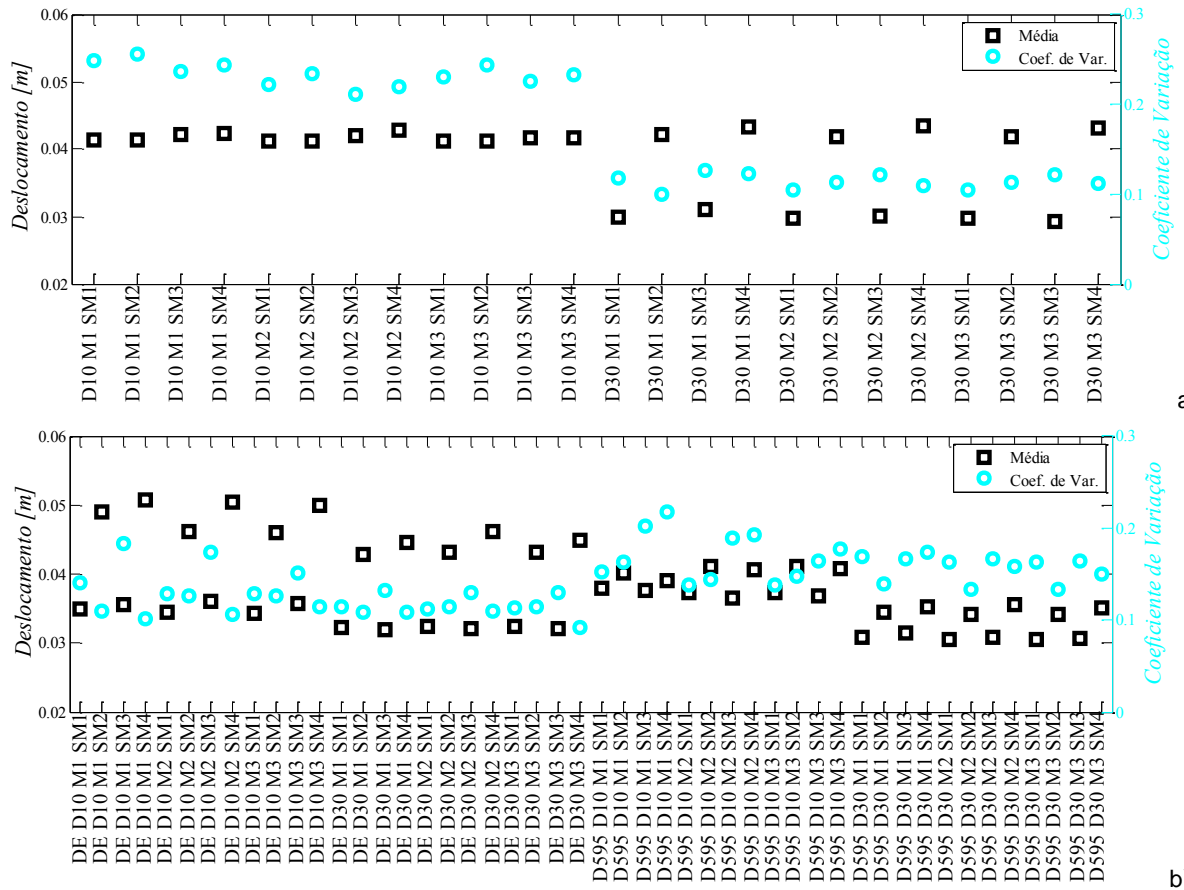


Figura 4.9 – Representação gráfica dos deslocamentos máximos, a) deslocamentos associados a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) deslocamentos associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

4.4.2. ANÁLISE DE ACELERAÇÕES MÁXIMAS

Para os resultados associados às médias das acelerações máximas observa-se que para acelerogramas de durações de 10 e 30 s tem-se um comportamento distinto, em que acelerações associadas a 10 s apresentam-se superiores. Quanto à variabilidade, os resultados das acelerações apresentam coeficientes de variação semelhantes, 5%. Importa ainda referir que os resultados associados a durações de 30 s mostram maior sensibilidade aos modelos estruturais selecionados.

Relativamente ao estudo que distingue os dados por duração (DE) e (D 5 95), nota-se que os resultados são bastante uniformes, quer pela análise por duração quer por definição de duração, apresentando coeficientes de variação inferiores a 5%. Importa referir que, nestes resultados, se observa nitidamente uma dependência do modelo constitutivo utilizado.

O modelo que apresenta maiores acelerações é o modelo (M2 SM2), enquanto que os valores mais baixos das acelerações são obtidas com (M1 SM3), para ambos os casos em estudo.

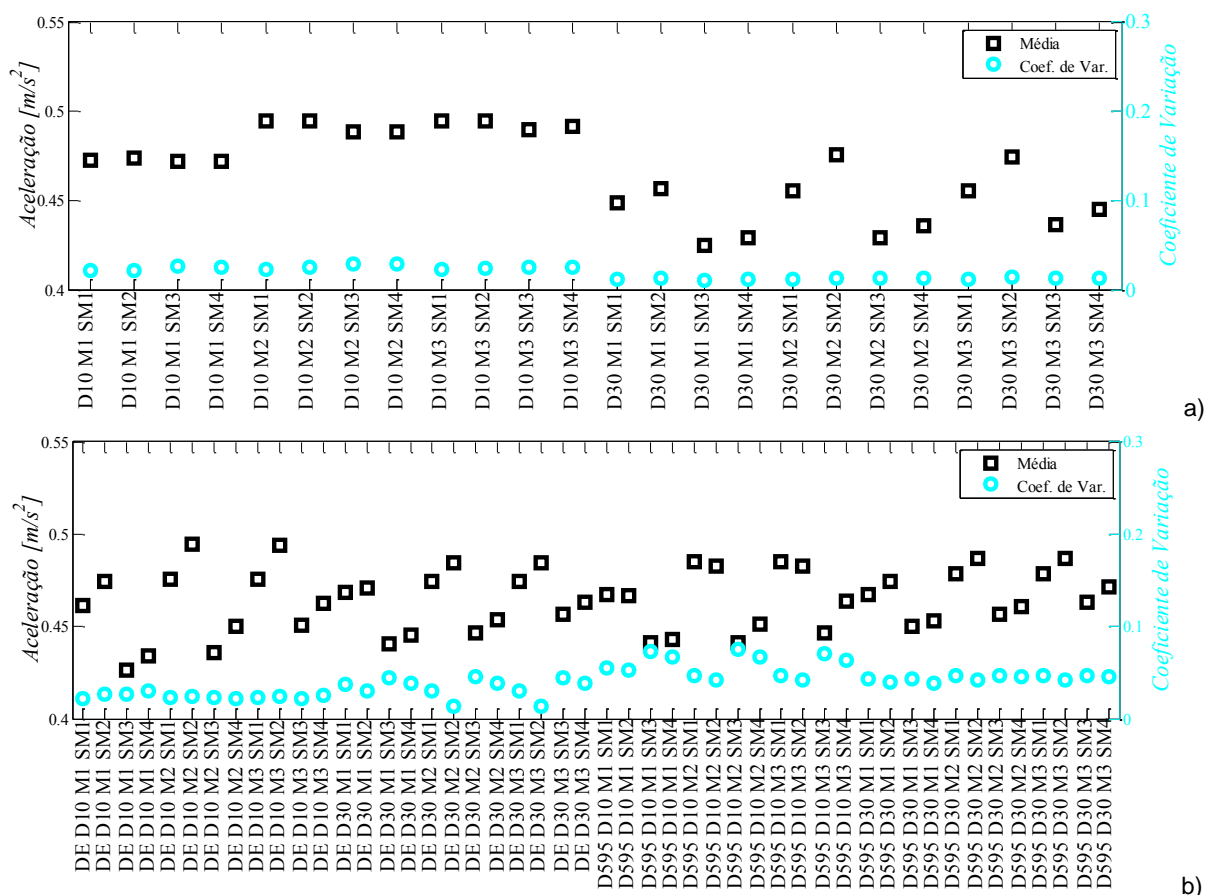


Figura 4.10 – Representação gráfica das acelerações máximas, a) acelerações associadas a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) acelerações associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

4.4.3. ANÁLISE DE REAÇÕES DE CORTE BASAL MÁXIMAS

Os valores das Reações de Corte Basal Máximas têm o propósito de confirmar que os diferentes acelerogramas contribuem para que seja alcançado o patamar de cedência para as diferentes hipóteses fundamentais em estudo. Para isso, é necessário que seja igualada ou ultrapassada a força de cedência associada a cada modelo.

Os limites superiores presentes nos modelos constitutivos são assinalados na figura 4.11. Para o modelos (M1) o esforço máximo que pode ser alcançado é de 3.8 kN e nunca superior, (M3) está limitado a 4.2 kN e para o (M2) não existe limite pelo que não se assinala na figura qualquer tipo de referência.

Com base nos resultados obtidos, observam-se alguns casos em que os acelerogramas não levam a que sejam atingidos estes valores, não alcançando, portanto, o patamar de cedência, e assim, o estudo destes cinge-se ao comportamento em regime linear elástico, atingindo deformações menores que irão condicionar os deslocamentos máximos atingidos.

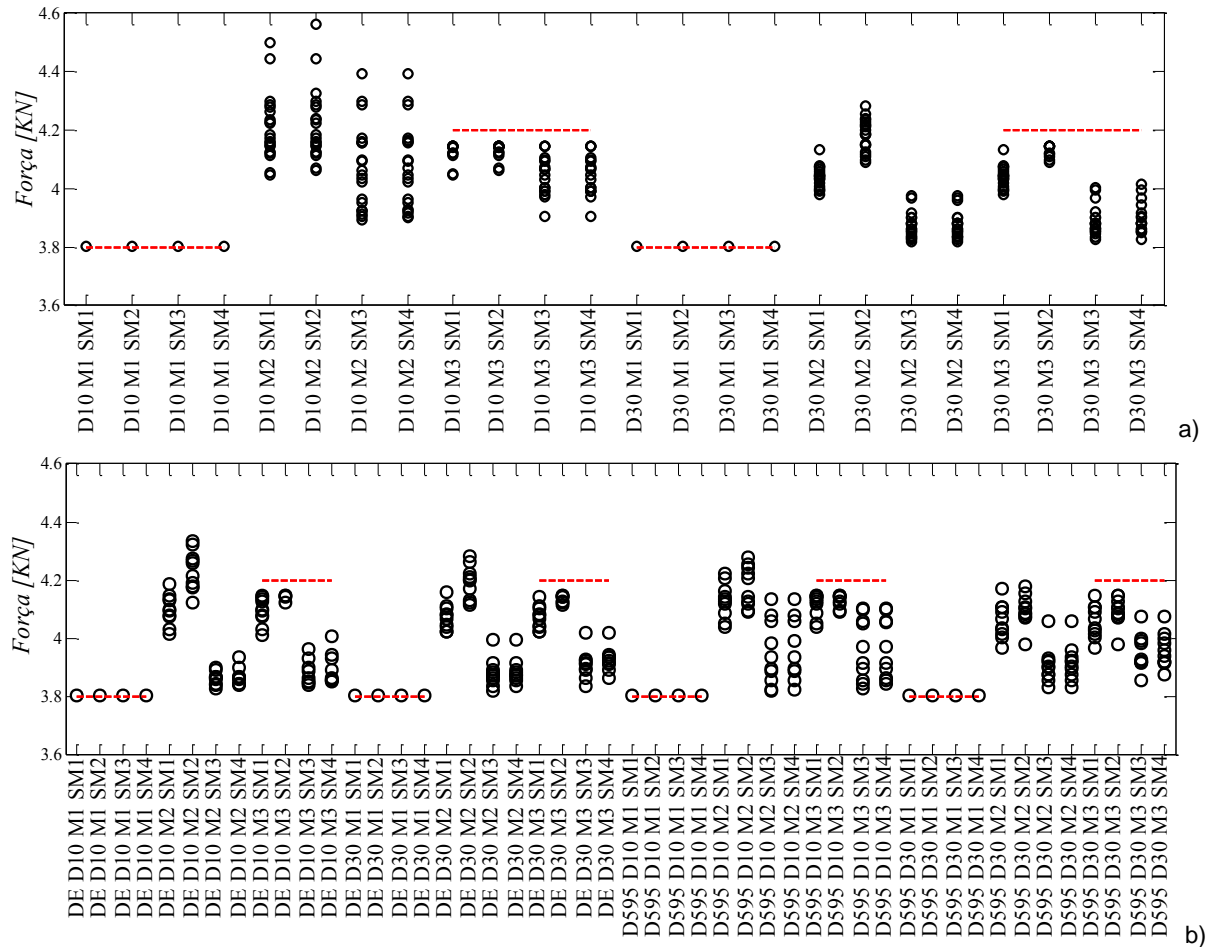


Figura 4.11 – Representação gráfica das Reações de Corte Basal Máximas, a) reações associadas a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) reações associadas a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

4.4.4. ANÁLISE DE ENERGIAS DISSIPADAS

Para os resultados relativos à média da energia dissipada, para acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, observa-se um comportamento bastante distinto por duração, existindo um aumento significativo de energia. Contudo, apresentam resultados semelhantes quando analisados para a mesma duração. Quanto ao coeficiente de variação, este apresenta valores mais baixos para 10 s, cerca de 15%, e para durações mais longas apresenta o valor de 25%, aproximadamente. Nota-se ainda que a sensibilidade do comportamento quanto à seleção do modelo apenas se verifica para a duração de 30 s.

Relativamente ao estudo que distingue os dados por duração (DE) e (D 5 95), uma análise para a mesma duração revela que a média das energias registadas variam moderadamente, apresentando um coeficiente de variação de 10%, aproximadamente. Já a análise relativa a diferentes durações para a mesma definição revela que o caso (DE) regista um aumento de energia para o dobro. Porém, para as durações (D 5 95) este aumento não se verifica, existindo até uma ligeira diminuição. O coeficiente de variação apresenta-se estável para todos os casos em estudo apresentando-se com um valor de 10%, aproximadamente.

O modelo que apresenta maiores energias dissipadas é o modelo (M2SM2) e o que exibe menores valores é o modelo (M1SM3), para ambos os casos em estudo.

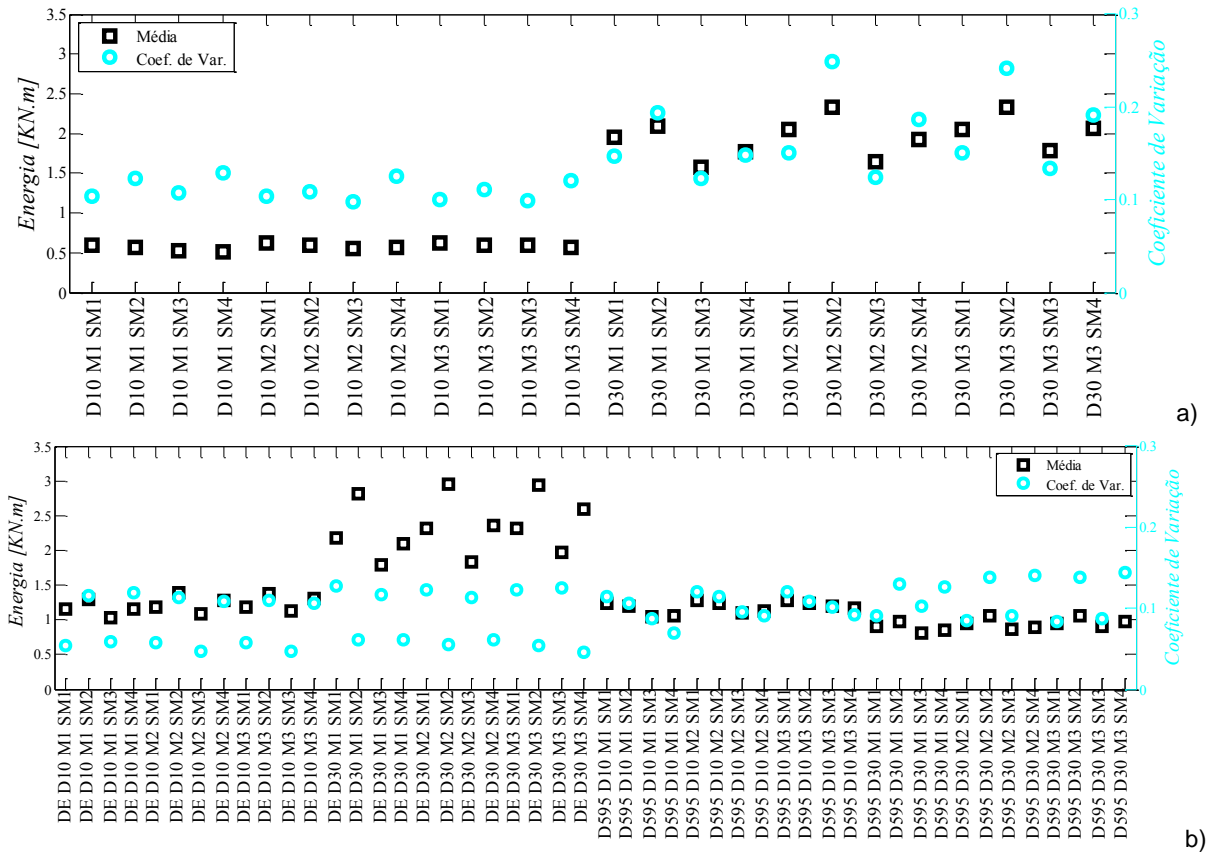


Figura 4.12 – Representação gráfica das energias dissipadas, a) energias associadas a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) energias associadas a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

4.4.5. ANÁLISE DE ÍNDICES DE DANO

O cálculo do Índice de Dano é apresentado detalhadamente no capítulo 2. A expressão 4.3 mostra que o cálculo deste índice recorre à soma de duas parcelas, denominadas daqui em diante como Parcela 1 e Parcela 2, como identificado na expressão 4.4.

$$ID = \frac{\delta_M}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4.3.)$$

$$Parcela\ 1 = \frac{\delta_M}{\delta_u}, \quad Parcela\ 2 = \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (4.4.)$$

Faz-se referência à segunda parcela que adquire uma ramificação consoante β , parâmetro que representa a contribuição da ação cíclica e que pode assumir usualmente valores como: 0.15 e 0.6. Para estas variantes vão-se adotar a designação, β_1 e β_2 , respetivamente.

Numa primeira fase, vai-se expor o cálculo da primeira parcela e seguidamente da segunda. Posteriormente, irão ser expostos os resultados relativos ao Índice de Dano 1 e ao Índice de Dano 2.

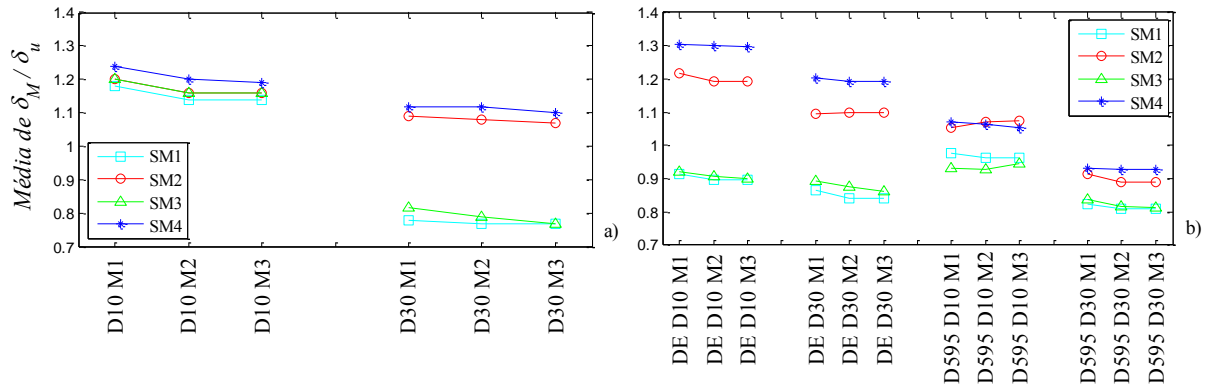


Figura 4.13 – Representação dos valores médios para a primeira parcela, a) primeira parcela associada a acelerogramas de duração de 10s e 30s, b) primeira parcela associadas a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

Pela análise da figura 4.12, observa-se que a razão entre o deslocamento máximo registado e o deslocamento último admitido oscila entre 0.8 e 1.3, para ambos os casos em estudo. Entende-se então que o deslocamento máximo registado é aproximadamente da mesma ordem de grandeza do deslocamento último admitido.

Para o estudo organizado por duração de 10 e 30 s, nota-se que a primeira parcela associada aos acelerogramas de 10 s apresenta resultados muito concentrados independentemente do modelo selecionado. Para durações de 30 s, observa-se que os modelos associados a (SM2) ou (SM4) apresentam-se mais desfavoráveis. Contudo, conduzem a valores semelhantes à duração de 10 s.

Para o estudo organizado por conceitos de durações, observa-se que a primeira parcela diminui de quantidade para o aumento da duração, quer para definições (DE), quer para (D 5 95). Observa-se ainda que os modelos associados a (SM2) ou (SM4) apresentam-se mais desfavoráveis.

Quanto à segunda parcela do Índice de Dano, pela análise das figuras 4.14 pode-se concluir que esta parcela contribui mais para o rotura do que a exposta anteriormente, pois as grandezas envolvidas são maiores. Esta conclusão é verificada para ambos os casos em estudo.

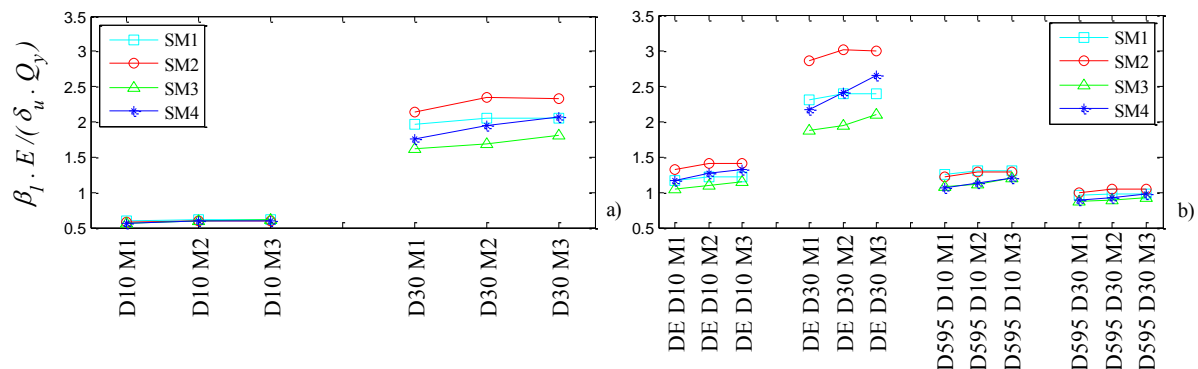


Figura 4.14 – Representação da segunda parcela com $\beta = 0.15$, a) segunda parcela associada a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) segunda parcela associada a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

Para o caso de estudo de acelerogramas associados a durações 10 e 30 s de duração, por duração, observa-se que os resultados apresentam-se pouco dispersos independentemente do modelo selecionado. Porém, a variação da duração de 10 para 30 s quadruplica o valor desta parcela.

Para o estudo organizado por conceitos de durações, por duração, observa-se que os resultados apresentam-se pouco dispersos independentemente do modelo selecionado. Relativamente à variação de índice de 10 s para 30 s: para durações associadas a (DE) existe um aumento; para (D 5 95) existe uma ligeira diminuição.

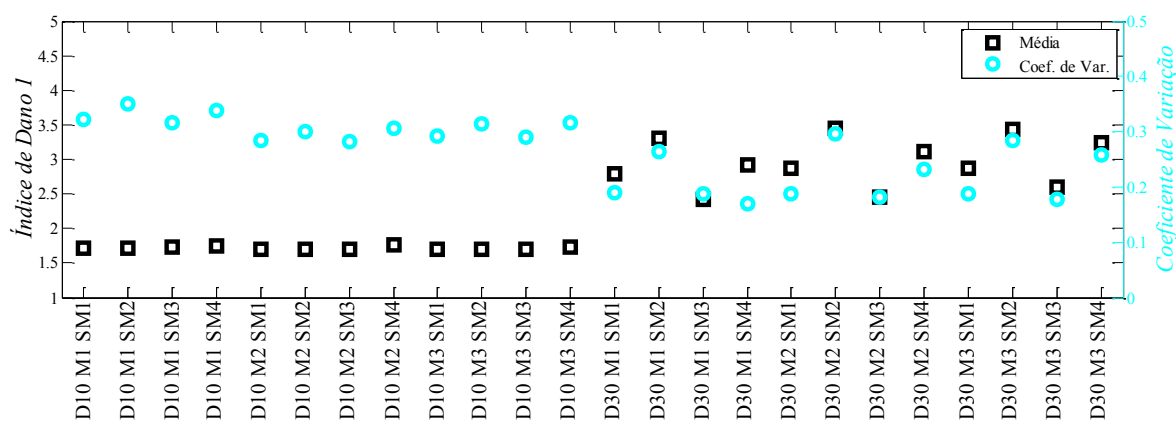
Quanto à segunda parcela associada ao Índice de Dano 2 conclui-se que os resultados são similares aos observados para o Índice de Dano 1, apresentando apenas maiores valores.

4.4.5.1. ANÁLISE DO ÍNDICE DE DANO 1

A análise da média do Índice de Dano 1 é apoiada pela consulta da figura 4.15. Para os resultados obtidos por acelerogramas de duração 10 e 30 s, observa-se uma variabilidade de resultados moderada com um coeficiente de variação superior a 20%. Nota-se que os acelerogramas com durações de 10 s apresentam resultados bastante semelhantes. Porém, para acelerogramas com durações de 30 s existe uma grande variação consoante os modelos constitutivos selecionados. Nota-se ainda que existe um acréscimo significativo com valor do índice de 10 s para 30 s.

Relativamente ao caso de estudo que distingue os dados por classificação, por duração, nota-se que os resultados são bastante uniformes, apresentando coeficientes de variação inferiores a 10%. Observa-se que, para (DE), existe um acréscimo significativo no valor do índice de 10 s para 30 s. Já para o caso (D 5 95) existe uma ligeira diminuição no mesmo intervalo. Refere-se ainda que os resultados são sensíveis à escolha do modelo, salienta-se que o caso (DE) 30 s exibe uma grande dependência do modelo selecionado.

Neste caso o modelo que apresenta maiores energias dissipadas é o modelo (M2 SM2) e o que exibe menores é o modelo (M1 SM3), para ambos os casos em estudo.



a)

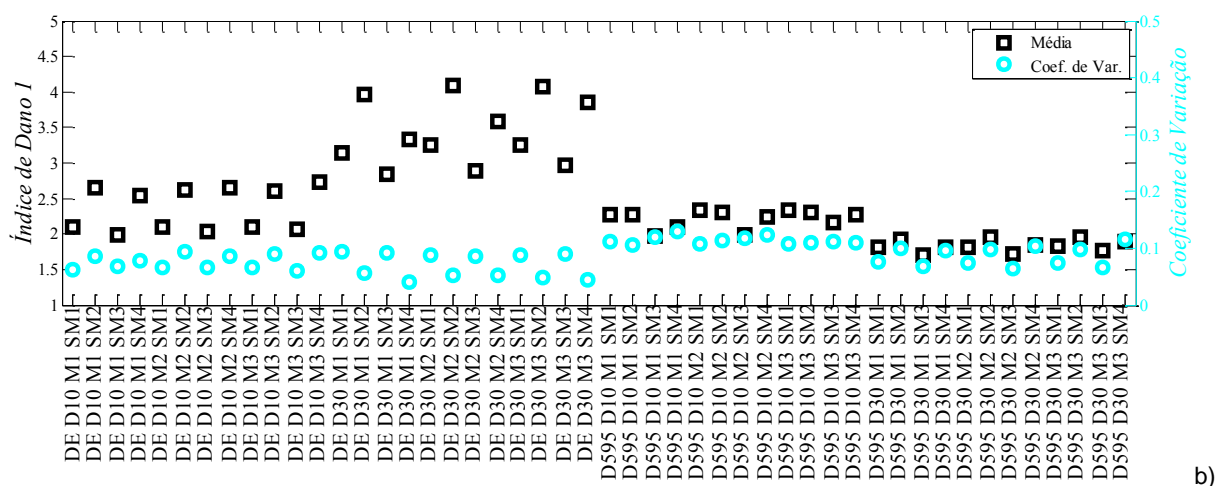


Figura 4.15 – Representação gráfica do índice de dano 1, a) índice de dano 1 associado a acelerogramas de duração de 10 s e 30 s, b) índice de dano 1 associado a acelerogramas agrupados por conceitos de duração.

Quanto aos resultados obtidos para o Índice de Dano 2, opta-se por não se expor os resultados uma vez que são similares em termos qualitativos. Em termos quantitativos, estes oscilam entre 4 e 10, por oposição ao Índice de Dano 1 oscila entre 1.5 e 4.5.

4.4.6. CONCLUSÕES GERAIS SOBRE OS RESULTADOS OBTIDOS COM SISMOS ARTIFICIAIS

Os resultados obtidos com os acelerogramas artificiais revelam um conjunto de informação que é aqui reunida em forma de resumo. Dado que a análise seguiu duas abordagens diferentes, as conclusões são orientadas pelas correspondentes abordagens.

Resultados associados a acelerogramas com duração de 10s e 30s:

Relativamente aos deslocamentos, observa-se que as durações de 30 s conduzem a resultados médios ligeiramente inferiores, assim como o coeficiente de variação. Em termos de Acelerações, as durações associadas a 10 s apresentam-se ligeiramente superiores quando comparadas com as de 30 s. O coeficiente de variação para deslocamentos anda à volta dos 10% a 20% e para as acelerações apresenta-se inferior a 5%. Na análise da Energia Dissipada, observa-se um comportamento bastante distinto por duração. Contudo os resultados apresentam-se bastante semelhantes quando analisados para a mesma duração. Nota-se uma nítida acumulação de energia quando se passa de 10 s para 30 s, tal como esperado. A variabilidade dos resultados é de 10% para 10 s e de 20% para 30 s, aproximadamente. Finalmente em relação ao Índice de Dano, verifica-se um comportamento bastante distinto por duração. Contudo os resultados também se apresentam bastante semelhantes quando analisados para a mesma duração. Nota-se um nítido aumento de índice de dano quando se passa de 10 s para 30 s. A variabilidade dos resultados é de 30% para 10 s e de 20% para 30 s, aproximadamente.

Resultados associadas a acelerogramas agrupados por conceitos de duração:

Relativamente aos deslocamentos, nota-se que os resultados são bastante semelhantes, quer pela análise por duração, quer por conceito. Importa referir que se observa para durações (D 5 95) um coeficiente de variação ligeiramente superior ao obtido para (DE). Quanto às Acelerações, nota-se

também que os resultados são bastante semelhantes, quer pela análise por duração, quer por definição de duração apresentando coeficientes de variação inferiores a 5%. Para a análise da Energia, a análise revela que o caso de (DE) regista um aumento de energia para o dobro. Porém, para as durações (D 5 95), este aumento não se verifica, existindo inclusivamente uma ligeira diminuição. Finalmente, em relação ao Índice de Dano, observa-se que para (DE) existe um acréscimo significativo de índice dos resultados para durações de 10 s para 30 s. Já para o caso (D 5 95), existe uma ligeira diminuição no mesmo intervalo.

Quanto aos modelos constitutivos, são os mesmos modelos que possuem os valores máximos e mínimos, para ambos os casos em estudo: resultados associados a acelerogramas de duração de 10s e 30s e resultados associados a acelerogramas agrupados por conceitos de duração. Para os Deslocamentos Máximos, o modelo que conduz a maiores quantidades é o (M2 SM4). Já o que conduz a menores quantidades é o modelo (M3 SM3). Para os casos Aceleração Máximas, Energia Dissipada e Índice de Dano 1 e Índice de Dano 2, o modelo que conduz a maiores quantidades é o modelo (M2 SM2) e o que conduz a menores é o modelo (M1 SM3).

4.5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS PARA OS DIFERENTES TIPOS DE REGISTOS

Existem uma série de conclusões que importa referir antes de validar os resultados presentes na literatura. Assim, separa-se esta análise pela comparação de sismos artificiais e sismos reais e pela comparação de diferentes durações de sismos artificiais.

Pela comparação dos resultados obtidos com sismos reais com os obtidos com sismos artificiais pode referir-se que:

Os deslocamentos apresentam aproximadamente a mesma ordem de grandeza. A variabilidade é superior para o caso dos sismos reais, com valores de coeficiente de variação superiores a 50%, em comparação com o dos artificiais que apresentam coeficientes de variação de 10%. O deslocamento não apresenta uma relação de proporcionalidade positiva entre o aumento da duração e o aumento do deslocamento em ambos os casos.

As acelerações apresentam-se muito semelhante. Observa-se a mesma ordem de grandeza e um coeficiente de variação muito semelhante, inferior a 10% para os acelerogramas reais e inferior a 5% para sismos artificiais.

Relativamente às Energias Dissipadas, os resultados obtidos através de acelerogramas artificiais permitem observar que a variação é moderada, 10%. Existe um aumento significativo de energia de 10 s para 30 s para durações (DE). Porém, para as durações (D 5 95) esse aumento não se regista, existindo mesmo uma pequena diminuição. Para os resultados obtidos através de acelerogramas registados verifica-se que os coeficientes de variação das energias aparecem significativamente mais elevada, superiores a 50%. Relativamente à relação entre o aumento da energia e o aumento da duração, esta não se verifica na totalidade das durações em estudo. Isto é, em valores médios por duração, existe um pequeno aumento de energia de 10 s para 20s, segundo durações (DE), e um pequeno acumular de 20s para 30 s segundo (D 5 95). Assim, como o aumento é insignificante e

apenas presente em alguns casos, pode-se concluir que só existe aumento para o caso de sismos artificiais e durações (DE).

Em relação ao Índice de Dano 1, nota-se que existe uma relação direta com os resultados obtidos em termos da Energia Dissipada. Os resultados permitem observar que a variabilidade é moderada para sismos artificiais, 10%; já para os resultados obtidos com sismos registados, a variabilidade é elevada apresentando coeficientes de variação superiores a 50%. Para os sismos artificiais nota-se um aumento significativo do índice de 10 s para 30 s, segundo durações (DE). Porém, segundo durações (D 5 95), esse aumento não se regista, existindo mesmo uma pequena diminuição. Relativamente ao aumento do índice com o aumento da duração, esta não se verifica na totalidade. Isto é, em valores médios por durações, existe um aumento do índice de 10 s para 20 s, segundo durações (DE) e de 20 s para 30 s segundo (D 5 95). Assim, como o aumento está apenas presente em alguns casos, pode-se concluir que só existe aumento para o caso de acelerogramas artificiais e durações (DE). As conclusões relativas ao Índice de Dano 2 não se referem uma vez que são semelhantes às do Índice de Dano 1.

Portanto, pela observação dos resultados obtidos, pode-se concluir que o facto de apenas se verificar um aumento significativo de Energias Dissipadas e Índice de Dano para durações de 10 s para 30 s para o caso de sismos artificiais, pode-se concluir que a classificação (D 5 95) apresenta-se como um mau estimador da energia e índice de dano, pois não segue as tendências registadas para os restantes casos.

Finalmente, nota-se uma relação muito forte entre os resultados obtidos e os modelos estruturais em questão, sendo mais nítida para os resultados obtidos com sismos reais do que com sismos artificiais. Assim, para os deslocamentos, nota-se que o modelo (M1 SM4) conduz aos máximos. Por oposição o modelo (M2 SM4) conduz aos mínimos, para os resultados obtidos com sismos reais. Para os resultados obtidos com sismos artificiais, esta evidência não é tão clara mas observa-se que o modelo (M2 SM4) conduz aos máximos e o modelo (M3 SM3) conduz aos deslocamentos mínimos.

Para as Acelerações Máximas, Energia Dissipada e Índice de Dano, os resultados são semelhantes em termos de modelos estruturais que assumem as grandezas extremas. Desta forma, os resultados obtidos com sismos reais e sismos artificiais são semelhantes e revelam que (M2 SM2) conduz aos valores máximos e (M1 SM3) conduz aos menores valores.

É importante referir que se observa que os resultados são mais dependentes do tipo de degradação do que da envolvente da relação força-deformação considerada. O tipo de degradação mais desfavorável é a do modelo que considera degradação de rigidez na descarga, (SM2). Por outro lado, o modelo correspondente à degradação de resistência (SM3) apresenta menores valores, contudo (SM3) apresenta menores coeficientes de variação, sendo por isso mais previsível.

Pela comparação dos resultados obtidos com sismos artificiais com durações de 10 s e 30 s pode-se referir que:

Segundo o Eurocódigo 8, para os acelerogramas artificiais quando não estejam disponíveis dados específicos do local, a duração mínima, T_s , da parte estacionária dos acelerogramas deverá ser maior

ou igual a 10 s se a ação sísmica for do tipo 2. Desta forma, é considerada aqui a ação sísmica tipo 2, pela observação de resultados devidos a sismos artificiais com duração de parte estacionária superior e inferior a 10 s, vão-se analisar os resultados.

Para os deslocamentos nota-se que durações associadas a T_s superiores a 10 s apresentam deslocamentos menores, com um coeficiente de variação menor e existindo uma maior dependência do modelo selecionado. Para as acelerações, observa-se que durações associadas a T_s superiores a 10 s apresentam acelerações menores, com o coeficiente de variação menor e existindo uma maior dependência do modelo selecionado. Para a Energia Dissipada existe um aumento significativo de energia para a variação associada a durações de 10 s para 30 s. O coeficiente de variação aumenta, assim como a influência do modelo considerado. Quanto o Índice de Dano 1 existe um aumento significativo de índice para a variação associada a durações de 10 s para 30 s. O coeficiente de variação diminui e a influência do modelo considerado aumenta. Para o Índice de Dano 2 as conclusões são semelhantes às do Índice de dano 1.

Importa ainda avaliar a relevância da utilização de conceitos para a duração. Assim compara-se os resultados entre acelerogramas com durações totais com os acelerogramas com durações segundo classificações. Esta comparação apenas é possível ser efetuada para acelerogramas artificiais uma vez que apenas neste caso se utilizam ambas as considerações. Pela observação dos resultados dos vários parâmetros nota-se que, para o caso de acelerogramas com durações totais os valores alcançados para curtas durações, 10 s, não apresentam um comportamento distinto para os diferentes modelos constitutivos considerados. Esta situação pode ser justificada pelo facto de serem acelerogramas curtos em que a parte contributiva para a resposta estrutural é pouco relevante. Contudo, para o caso de se considerar acelerogramas com durações curtas segundo classificações, observa-se uma forte influência do modelo constitutivo considerado. Neste caso, apesar de a duração por definição ser curta, toda ela é contributiva para a resposta estrutural. No caso de serem considerados acelerogramas de longas durações, 30s, este efeito aparece disfarçado sendo esta avaliação menos conclusiva, contudo existente.

5

DISCUSSÃO FINAL E AÇÕES FUTURAS

5.1. DISCUSSÃO FINAL

No capítulo anterior apresentam-se e discutem-se os resultados obtidos. No presente capítulo, apresentam-se as principais conclusões que foram observadas, assim como a sua comparação com as obtidas por outros autores. Pretende-se aqui avaliar a importância da duração como parâmetro definidor do dano estrutural, realizar a comparação entre as ações sísmicas reais e artificiais em termos de vantagens e desvantagens, testar os pressupostos presentes no Eurocódigo 8 e identificar quais os modelos constitutivos e os modos de degradação mais gravosos que se podem ter em conta.

O principal objetivo do trabalho passa por avaliar a influência da duração como parâmetro definidor de comportamento sísmico. Neste sentido e respondendo a esta questão, pode-se concluir que a consideração da duração é relevante dependendo da seleção do parâmetro definidor do dano estrutural. Assim, parâmetros como deslocamentos máximos e aceleração máxima não traduzem uma boa correlação entre a duração e o dano estrutural. Porém parâmetros como a energia dissipada e índice de dano normalmente revelam uma boa correlação entre a duração e o dano estrutural obtido. Esta conclusão vai de encontro ao que é referido por Hancock e Bommer (2006). Esta conclusão é obtida recorrendo à análise de sismos artificiais e reais associados a 12 modelos constitutivos, incluindo modelos que consideram a degradação e modelos que não a consideram. Oyarzo-Vera Chouw (2008) alcançou as mesmas conclusões apenas recorrendo a sismos reais e a modelos que apenas consideravam a degradação de rigidez.

Pela comparação das definições de duração consideradas, (DE) e (D 5 95), observa-se que os resultados alcançados são bastante distintos. Para os resultados observados para sismos reais verifica-se que nas durações (DE) as durações de 20s são as mais gravosas. Por outro lado para (D 5 95) as durações mais gravosas são as de 10 s. Relativamente aos resultados observados para sismos artificiais, a definição (D 5 95) revela não ser um bom preditor dos parâmetros energia dissipada e índice de dano, uma vez que não revela aumento destes para o aumento de duração.

Pela comparação dos resultados recorrendo a sismos reais ou sismos artificiais nota-se que os sismos reais conduzem a maiores valores e maiores variações dos parâmetros envolvidos no estudo. Por outro lado, os seus resultados são mais sensíveis ao modelo estrutural considerado, comparativamente aos resultados obtidos com os sismos artificiais. Estas diferenças podem ser justificadas pelo facto de os acelerogramas artificiais serem funções de tempo ajustadas a um espectro de resposta de aceleração absoluto, podendo não traduzir o efeito de um evento sísmico, em termos de magnitude, distância ao foco e conteúdo em frequência.

Relativamente à exigência presente no Eurocódigo 8 para acelerogramas artificiais, no que respeita às suas partes estacionárias, T_s , que devem ser maiores ou iguais a 10 s para ação sísmica tipo 2, nota-se que este aspeto é relevante uma vez que os resultados analisados mostram significativas diferenças para a energia dissipada e índice de dano. Contudo, para a consideração de parâmetros definidores de dano estrutural como os deslocamentos máximos e acelerações máximas esta condição não é relevante uma vez que as quantidades associadas aos parâmetros diminuem ligeiramente.

Pela avaliação da relevância da utilização de conceitos para a duração, comparam-se os resultados referentes a acelerogramas artificiais uma vez que apenas estes utilizam as durações totais ou por classificação. Pela observação dos resultados dos vários parâmetros nota-se que, para o caso de acelerogramas com durações totais os valores alcançados para curtas durações, 10 s, não apresentam um comportamento distinto para os diferentes modelos constitutivos considerados. Esta situação pode ser justificada pelo facto de serem acelerogramas curtos em que a parte contributiva para a resposta estrutural é pouco relevante. Contudo, para o caso de se considerar acelerogramas com durações curtas segundo classificações, observa-se uma forte influência do modelo constitutivo considerado. Neste caso, apesar da duração por definição ser curta, toda ela é contributiva para a resposta estrutural. No caso de serem considerados acelerogramas de longas durações, 30s, este efeito aparece disfarçado sendo esta avaliação menos conclusiva, porém existente.

Relativamente aos modelos constitutivos considerados, observa-se que o tipo de degradação influencia mais os resultados do que o tipo de relação força-deslocamento selecionado. Refere-se ainda que modelos não degradativos não são necessariamente menos gravosos que os que consideram a degradação. Assim o modelo mais desfavorável é o modelo que considera uma relação força-deslocamento elastoplástica com endurecimento associada a degradação de rigidez na descarga, (M2 SM2). Por outro lado, o modelo que conduz às menores grandezas é o modelo que considera uma relação força-deformação perfeitamente plástica associada a degradação de resistência, (M1 SM3). Importa ainda referir que o caso que traduz maiores e menores resultados apresenta coeficientes de variação moderados a elevados, sendo por isso pouco previsível.

5.2. AÇÕES FUTURAS

Nesta secção serão apresentadas algumas considerações sobre possíveis desenvolvimentos futuros a somar a este trabalho. Os resultados obtidos neste estudo permitem avaliar um conjunto de situações, sendo necessário no futuro acrescentar outras, como:

- Estruturas com períodos fundamentais diferentes de 1s.
- Estruturas com vários graus de liberdade onde se considere a dissipação de energia pela contribuição de múltiplos elementos.
- Adoção de um maior número de sismos reais, nomeadamente aumentar o número dos que são classificados por (DE 30s) onde só existem 7 no presente estudo.

BIBLIOGRAFIA

- Ambraseys, N. e Sarma, S. (1967) Response of earth dams to strong earthquakes, *Géotechnique* **17** (2), 181-283.
- Arias, A. (1970), A measure of earthquake intensity, *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, 438-183.
- Banon, H. e Veneziano, D. (1982), Seismic safety of reinforced concrete members and structures, *Earthquake eng. Struct. Dyn.* **10**, 179-193.
- Bojórquez, E. Iervolino, I. Manfredi, G. e Cozensa, E. (2006), Influence of ground motion duration on degrading structures SDOF systems, *Proc. First European Conference on Earthquake and Seismology*, 1-9.
- Bolt, B. (1973), Duration of strong ground motions, *Proc. Fifth World Conference on Earthquake Engineering* **1**, 1304-1313.
- Bommer, J. e Acevedo, A. (2004), The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering* **8** (1), 43-91.
- Bommer, J. e Martínez-Pereira, A. (1999), The effective duration of earthquake strong motion, *Journal of Earthquake Engineering* **3** (2), 127-172.
- Bommer, J. Hancock, J. e Alarcón, J. (2005), Correlation between duration and number of effective cycles of earthquake ground motion, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* **26**, 1-13.
- Bommer, J. Udías, A. Cepeda, J. Hasbun, J. Salazar, W. Suárez, A. Ambraseys, N. Buforn, E. Cortina J. Madariagana, R. Méndez, P. Mezcua, J. e Papastamatiou, D. (1997), A new digital accelerograph network for El Salvador, *Sismol. Res. Lett* **68** (3), 426-436.
- Chai, Y e Fajfar, P. (2000), A procedure for estimating input energy spectra for seismic design. *Journal of Earthquake Engineering* **4**(4), 539-561.
- Chopra, A. (1995), *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*. Prentice Hall, Inc., New Jersey.
- Cozensa, E Manfredi, G. e Ramaso, R. (1993), The use of damage functionals in earthquake engineering: a comparison between different methods, *Earthquake engineering and structural dynamics* **22**, 855-868.
- Dobry, R. Idris, I. e Ng, E. (1978), Duration characteristics of horizontal components of strong-motion earthquake records, *Bull. Seis. Soc. Am.* **68**(5), 1487-1520.
- Donovan, C. (1972), Earthquake hazards for buildings, *Buildings Science Series* **46**, 82-111.

- Elghadamsi, F. Mohraz, B. Lee, C. e Moayyad, P. (1988), Time-dependent power spectral density of earthquake ground motion, *Soil Dyn. Earthq. Engrg.* **7**, 15-21.
- Hancock, J. e Bommer, J. (2004), The influence of phase and duration on earthquake damage in degrading structures, *13th World Conference on Earthquake Engineering*, paper no.1990.
- Hancock, J. e Bommer, J. (2006), A state-of-knowledge review of the influence of strong-motion duration on structural damage, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* **22**(3), 637-664.
- Hancock, J. e Bommer, J. (2007), Using spectral matched records to explore the influence of strong-motion duration on inelastic structural response, *Soil Dyn. Earthquake Eng.* **27** (4),291-299.
- Hisada, T e Ando, H (1976), Relation between duration of earthquake ground motion and magnitude, *Kajima ICT*.
- Housner, G. (1965), Intensity of ground shaking near the causative fault, *Proceedings, 3rd World Conference on Earthquake Engineering* **1**, 81-94.
- Housner, G. (1975), Measures of severity of ground shaking, *Proc. US National Conference on Earthquake Engineering*, 25-33.
- Husid, L. (1969), Características de terremotos. Análisis general, *Revista del IDIEM* **8**, 21-42.
- Iervolino, I. e Cornel, C. (2005), Record Selection for Nonlinear Seismic Analysis of Structures, *Earthquake Spectra*, **21** (3), 685-713
- Iervolino, I. Manfredi, G e Cosenza, E. (2006), Ground motion duration effects on nonlinear seismic response, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* **35**(1), 21-38.
- IPQ (2010), NP ENV 1998-1 Eurocódigo 8: Projeto de estruturas para resistência aos sismos – Parte 1: Regras gerais, ações sísmicas e regras para edifícios. Instituto da Qualidade, Lisboa, Portugal.
- Iyama, J. e Kuwamura, H (1999), Applications of wavelets to analysis and simulation of earthquakes motions, *Earthquake Eng. Struct. Dyn.* **28**, 255-272.
- Kawashima, K. e Aizawa, K. (1989), Bracketed and normalized durations of earthquake ground acceleration, *Earthq. Engrg. Struct. Dyn.* **18**, 1041-1051.
- Kobayashi, Y. (1971), Effects of earthquakes on ground (II) , *J. Phys. Earth* **19**, 231-241.
- Matlab (2014), The MathWorks, Inc. <http://www.mathworks.com/> (Acedido em fevereiro de 2014)
- McCann, M. e Shah, H. (1979), Determining strong-motion duration of earthquakes, *Bull. Seis. Soc. Am.* **69**, 1253-1265.

- McGuire, R. e Barnhard, T. (1979), The usefulness of ground motion duration in prediction of severity of seismic shaking, *Proc. Second US National Conference on Earthquake Engineering*, 713-722.
- Miner, M. (1945), Cumulative damage in fatigue, *Trans. ASME, J. Appl. Mech* **12** (3), 159-164.
- Mohraz, B. e Peng, M. (1989), The use of low-pass filter in determining the duration of strong ground-motion, *J. Pressure Vessels and Piping Division* **182**, 197-200.
- Montejo, L. e Kowalsky, M. (2008), Estimation of frequency-dependent strong motion duration via wavelets and its influence on nonlinear seismic response, *Comput. Aided Civ. Infrastruct. Eng.* **23** (4), 253-264.
- Newmark, N. e Hall, W. (1982), *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- OpenSees (2014a), Open System for Earthquake Engineering Simulation. Pacific Earthquake Engineering. <http://opensees.berkeley.edu/> (Acedido em fevereiro de 2014).
- OpenSees (2014b), http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Pinching4_Material (Acedido em março de 2014)
- Oyarzo-Vera, C Chouw, N. (2008), Effect of earthquake duration and sequences of ground motions on structural response, *Proc. 10th Int. Symp. On Structural Engineering for young experts*.
- Page, R. Boore, D. Joyner, W. e Coulter, H. (1972), Ground motion values for use in seismic design of the trans- Alaska pipeline system, *US Geological Survey Circular* 672.
- Papazachos, B. Papaianou, Ch. Margaris, V. e Theodulidis, N. (1992), Seismic hazard assessment in Greece based on strong motion duration, *Proc. Tenth World Conference on Earthquake Engineering*. **2**, 425-430.
- Park, Y.-J. e Ang, A. (1985), Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *J. Struct. Eng.* **111**, 722-739.
- PEER-NGA (2009), Pacific Earthquake Engineering Research Center: NGA Database. <http://peer.berkeley.edu/nga/> (Acedido em abril de 2010).
- Perez, V. (1980), Spectra of amplitudes sustained for a given number of cycles: An interpretation of response duration for strong-motion earthquake records, *Bull. Seis. Soc. Am.* **70**(5), 1943-1954.
- Priestley, M. Calvi, G. e Kowalsky, M. (2006), *Seismological information for displacement-based design – A structural engineer's wish list*. First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, Geneva, Switzerland, ID.
- Randal, J. (2008), A reinvestigation of robust scale estimation in finite samples. *Computational Statistics & Data Analysis* **52** (11), 5014-5021.

Rosenblueth, E. e Bustamante, J. (1962), Distribution of structural response to earthquakes, *J. Engrg. Div. ASCE* **88** (EM3), 75-106.

Rousseeuw, P. e Verboven, S. (2002), Robust estimation in very small samples. *Computational Statistics & Data Analysis* **40** (4), 741-758.

Saragoni, G. (1977), The $\alpha\beta\gamma$ method for the characterization of earthquake accelerograms, *Proc. Sixth World Conference on Earthquake Engineering* **1**, 357-362.

Sarma, S. (1971), Energy flux of strong earthquakes, *Tectonophysics* **11**, 159-173.

Sarma, S. e Casey, B. (1990), Duration of strong motion earthquakes, *Proc. Ninth European Conference on Earthquake Engineering* **10-A**, 174-183.

Shahabi, M. e Mostaghel, N. (1984), Strong ground motion duration and effective cyclic acceleration, *Proc. Eighth World Conference on Earthquake Engineering* **2**, 843-850.

Shome, N Bazzuro, P. Cornell, C. e Carbalho J. (1998), Earthquakes, records, and nonlinear MDOF responses. *Earthquake Spectra* 1998 **14**, 469-500.

SIMQKE (1990), Vanmarcke, Erik H.; Cornell, C. Allin; Gasparini, Dario A.; Hou, Shou-nien; SIMQKE-I: Simulation of Earthquake Ground Motions. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, Modified: T.F. Blake, Newbury Park, California

Somerville, P, Smith, N. Graves, R. e Abrahamson, N. (1997), Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, *Seismological Research Letters* **68**(1), 199-222.

Theofanopoulos, N. e Drakopoulos, J. (1986) A study of strong ground motion duration of earthquakes in Greece, *Proc. Eighth European Conference on Earthquake Engineering* **1**, 65-67.

Theofanopoulos, N. e Watabe, M. (1989), A new definition of strong motion duration and comparison with other durations, *Struct. Engrg. Earthq. Engrg.* **6**(1), 111-122.

Tremblay, R. (1998), Development of design spectra for long-duration ground-motions from Cascadia subduction earthquakes, *Can. J. Civ. Eng.* **25**, 1078-1090.

Trifunac, M. e Brady, A. (1975), A study on the duration of strong earthquake ground motions, *Bull. Seis. Soc. Am.* **65**, 581-626.

Trifunac, M. e Westermo, B. (1977), A note on the correlation of frequency-dependent duration of strong earthquake ground motion with the Modified Mercalli intensity and the geologic conditions at the recording site, *Bull. Seis. Soc. Am.* **67**(3), 917-927.

Vanmarcke, E. e Lai, S. (1980), Strong-motion duration and RMS amplitude of earthquake records, *Bull. Seis. Soc. Am.* **70**(4), 1293-1307.

Xie, L. e Zhang X. (1988), Engineering duration of strong-motion and its effect on seismic damage, *Proc. Ninth World Conference on Earthquake Engineering* **2**, 307-312.

Yu-Chen, O. Jianwei, S. Ping-Hsiung, W. Leo, A. Kuo-Chun, C. e George C. (2013), Ground Motion Duration Effects on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Columns, *Journal of Structural Engineering*.

Zahrah, T. e Hall, W. (1984), Earthquake energy absorption in SDOF structures, *J. Struct. Engrg. Div. ASCE* **110**(ST8), 1757-1772.

Zhou, Y. e Xie, L. (1984), A new denition of duration of strong ground motion, *Proc. Chinese National Conference on Earthquake Engineering*.

ANEXO A: Identificação de diferentes definições de durações sísmicas.

Quadro A1 – Identificação de diferentes definições de durações sísmicas.

	Definição	Bracketed		Uniform		Significant		Structural	
		Rel.	Abs.	Rel.	Abs.	Rel.	Abs.	Rel.	Abs.
1	Rosenblueth e Bustamente (1962)							•	
2	Housner (1965)		•						
3	Ambraseys e Sarma (1967)		•						
4	Husid (1969)					•			
5	Kobayashi (1971)		•						
6	Page <i>et al.</i> (1972)		•						
7	Donovan (1972)					•			
8	Bolt (1973)		•		•				
9	Housner (1975)					•			
10	Trifunac e Brady (1975)					•			
11	Hisada e Ando (1976)	•							
12	Trifunac e Westermo (1977)					•			
13	Saragoni (1977)					•			
14	McGuire e Barnhard (1979)	•	•			•			
15	McCann e Shah (1979)					•			
16	Perez (1980)								•
17	Vanmarcke e Lai (1980)					•			
18	Zahrah e Hall (1984)								•
19	Zhou e Xie (1984)					•			
20	Shahabi e Mostaghel (1984)					•			
21	Theofanopoulos e Drakopoulos (1986)					•			
22	Elghadamsi <i>et al.</i> (1988)					•			
23	Xie e Zhang (1988)								•
24	Mohraz e Peng (1989)					•			
25	Theofanopoulos e Watabe (1989)					•			
26	Kawashima e Aizawa (1989)	•	•						
27	Sarma e Casey (1990)			•					
28	Papazachos <i>et al.</i> (1992)		•						
29	Somerville <i>et al.</i> (1997)					•			

ANEXO B: Lista de eventos sísmicos considerados.

Quadro B1 – Lista de eventos sísmicos considerados.

Localização	Data
Almiros, Greece	1980/08/11
Anza (Horse Cany)	1980/02/25
Aqaba	1995/11/22
Aqaba	1995/11/22
Baja California	1987/02/07
Big Bear	1992/06/28
Bishop (Rnd Val)	1984/11/23
Borah Peak, ID	1983/10/28
Borah Peak, ID	1983/10/29
Borrego	1942/10/21
Borrego Mtn	1968/04/09
Cape Mendocino	1992/04/25
Central Calif	1954/04/25
Central Calif	1960/01/20
Chalfant Va ley	1986/07/20
Chalfant Va ley	1986/07/21
Chalfant Va ley	1986/07/21
Chalfant Va ley	1986/07/31
Chi-Chi, Taiwan	1999/09/20
Coalinga	1983/05/02
Coalinga	1983/05/09
Coalinga	1983/06/11
Coalinga	1983/07/09
Coalinga	1983/07/22
Coalinga	1983/07/22
Coalinga	1983/07/25
Coalinga	1983/09/09
Corinth	1981/02/24
Coyote Lake	1979/08/06

Dinar	1995/10/01
Double Springs	1994/09/12
Drama, Greece	1985/11/09
Dursunbey, Turkey	1979/07/18
Duzce, Turkey	1999/11/12
Edesa, Greece	1984/07/09
El Alamo	1956/12/17
Erzincan, Turkey	1992/03/13
Friuli, Italy	1976/05/06
Friuli, Italy	1976/09/11
Friuli, Italy	1976/09/15
Gazi, USSR	1976/05/17
Georgia, USSR	1991/06/15
Griva, Greece	1990/12/21
Helena, Montana	1935/10/31
Helena, Montana	1935/10/31
Ho lister	1961/04/09
Ho lister	1961/04/09
Ho lister	1974/11/28
Ho lister	1986/01/26
Humbolt Bay	1937/02/07
Ierissos, Greece	1983/08/06
Imperial Va ley	1938/06/06
Imperial Va ley	1940/05/19
Imperial Va ley	1951/01/24
Imperial Va ley	1953/06/14
Imperial Va ley	1955/12/17
Imperial Va ley	1979/10/15
Imperial Va ley	1979/10/15
Imperial Va ley	1979/10/16
Irpina, Italy	1980/11/23
Irpina, Italy	1980/11/23
Irpina, Italy	1981/01/16

Izmir, Turkey	1977/12/16
Kalamata, Greece	1986/09/13
Kalamata, Greece	1986/09/15
Kalamata, Greece	1986/09/15
Kalamata, Greece	1986/09/15
Kavala, Greece	1985/11/09
Kern County	1952/07/21
Kobe	1995/01/16
Kocaeli, Turkey	1999/08/17
Kozani	1995/05/13
Kozani	1995/05/15
Kozani	1995/05/17
Kozani	1995/05/19
Landers	1992/06/28
Lazio-Abruzzo	1984/05/07
Livermore	1980/01/24
Livermore	1980/01/27
Loma Prieta	1989/10/18
Lytle Creek	1970/09/12
Mammoth Lakes	1980/05/25
Mammoth Lakes	1980/05/25
Mammoth Lakes	1980/05/25
Mammoth Lakes	1980/05/25
Mammoth Lakes	1980/05/26
Mammoth Lakes	1980/05/27
Mammoth Lakes	1980/05/27
Mammoth Lakes	1980/05/31
Mammoth Lakes	1980/06/11
Mammoth Lakes	1983/01/07
Mammoth Lakes	1983/01/07
Managua, Nicaragua	1972/12/23
Managua, Nicaragua	1972/12/23
Morgan Hill	1984/04/24

Mt. Lewis	1986/03/31
N. Palm Springs	1986/07/08
Nahanni, Canada	1985/12/23
New Zealand	1984/03/05
New Zealand	1987/03/02
New Zealand	1987/03/02
New Zealand	1992/06/22
Norcia, Italy	1979/09/19
Northern Calif	1941/10/03
Northern Calif	1952/09/22
Northern Calif	1954/12/21
Northern Calif	1960/06/06
Northern Calif	1967/12/10
Northern Calif	1967/12/18
Northern Calif	1975/06/07
Northridge	1994/01/17
Northwest Calif	1938/09/12
Northwest Calif	1941/02/09
Northwest Calif	1951/10/08
Oroville	1975/08/01
Oroville	1975/08/02
Oroville	1975/08/02
Oroville	1975/08/08
Parkfield	1966/06/28
Pelekanada, Greece	1984/10/10
Point Mugu	1973/02/21
Roermond	1992/04/13
San Fernando	1971/02/09
San Francisco	1957/03/22
San Salvador	1986/10/10
Santa Barbara	1978/08/13
Southern Calif	1952/11/22
Spitak, Armenia	1988/12/07

Superstition Hills(A)	1987/11/24
Superstition Hills(B)	1987/11/24
Tabas, Iran	1978/09/16
Taiwan SMART1(25)	1983/09/21
Taiwan SMART1(33)	1985/06/12
Taiwan SMART1(40)	1986/05/20
Taiwan SMART1(45)	1986/11/14
Taiwan SMART1(5)	1981/01/29
Trinidad offshore	1983/08/24
Trinidad, California	1980/11/08
Veroia, Greece	1984/07/09
Victoria, Mexico	1980/06/09
Westmorland	1981/04/26
Whittier Narrows	1987/10/01
Whittier Narrows	1987/10/04